

N° d'ordre : 2015-ISAL-0051

Année 2015

## THESE

# Contribution à la modélisation par éléments finis des structures en béton armé soumises à des avalanches de neige - Application à la structure de protection de Taconnaz

Présentée devant

L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon

Pour obtenir le grade de  
Docteur en Mécanique

École doctorale : MEGA (Mécanique, Énergétique, Génie civil et Acoustique)  
Spécialité : Génie Civil

par

**Isabelle Ousset**

Soutenue publiquement le 15 juin 2015 devant la Commission d'examen composée de

**Jury MM.**

---

Thierry VERDEL	Professeur (École des Mines de Nancy)	Président
Fabrice GATUINGT	Professeur (ENS Cachan)	Rapporteur
Panagiotis KOTRONIS	Professeur (École Centrale de Nantes)	Rapporteur
Yann MALECOT	Professeur (Université Joseph Fourier de Grenoble)	Examineur
Ali LIMAM	Professeur (INSA de Lyon)	Directeur de thèse
Mohamed NAAIM	Directeur de recherche (Irstea de Grenoble)	Co-directeur
David BERTRAND	Maître de Conférences (INSA de Lyon)	Co-directeur



## INSA Direction de la Recherche - Ecoles Doctorales – Quinquennal 2011-2015

SIGLE	ECOLE DOCTORALE	NOM ET COORDONNEES DU RESPONSABLE
<b>CHIMIE</b>	<b>CHIMIE DE LYON</b> <a href="http://www.edchimie-lyon.fr">http://www.edchimie-lyon.fr</a> Sec : Renée EL MELHEM Bat Blaise Pascal 3 <sup>e</sup> etage 04 72 43 80 46 Insa : R. GOURDON <a href="mailto:secretariat@edchimie-lyon.fr">secretariat@edchimie-lyon.fr</a>	<b>M. Jean Marc LANCELIN</b> Université de Lyon – Collège Doctoral Bât ESCPE 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43 13 95 <a href="mailto:directeur@edchimie-lyon.fr">directeur@edchimie-lyon.fr</a>
<b>E.E.A.</b>	<b>ELECTRONIQUE, ELECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE</b> <a href="http://edeea.ec-lyon.fr">http://edeea.ec-lyon.fr</a> Sec : M.C. HAVGOUDOUKIAN <a href="mailto:Ecole-doctorale.eea@ec-lyon.fr">Ecole-doctorale.eea@ec-lyon.fr</a>	<b>M. Gérard SCORLETTI</b> Ecole Centrale de Lyon 36 avenue Guy de Collongue 69134 ECULLY Tél : 04.72.18 60.97 Fax : 04 78 43 37 17 <a href="mailto:Gerard.scorletti@ec-lyon.fr">Gerard.scorletti@ec-lyon.fr</a>
<b>E2M2</b>	<b>EVOLUTION, ECOSYSTEME, MICROBIOLOGIE, MODELISATION</b> <a href="http://e2m2.universite-lyon.fr">http://e2m2.universite-lyon.fr</a> Sec : Safia AIT CHALAL Bat Atrium- UCB Lyon 1 04.72.44.83.62 Insa : S. REVERCHON <a href="mailto:Safia.ait-chalal@univ-lyon1.fr">Safia.ait-chalal@univ-lyon1.fr</a>	<b>M. Fabrice CORDEY</b> Laboratoire de Géologie de Lyon Université Claude Bernard Lyon 1 Bât Géode – Bureau 225 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cédex Tél : 04.72.44.83.74 <a href="mailto:Sylvie.reverchon-pescheux@insa-lyon.fr">Sylvie.reverchon-pescheux@insa-lyon.fr</a> <a href="mailto:fabrice.cordey@univ-lyon1.fr">fabrice.cordey@univ-lyon1.fr</a>
<b>EDISS</b>	<b>INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES-SANTE</b> <a href="http://www.ediss-lyon.fr">http://www.ediss-lyon.fr</a> Sec : Safia AIT CHALAL Bat Atrium – UCB Lyon 1 04 72 44 83 62 Insa : <a href="mailto:Safia.ait-chalal@univ-lyon1.fr">Safia.ait-chalal@univ-lyon1.fr</a>	<b>Mme Emmanuelle CANET-SOULAS</b> INSERM U1060, CarMeN lab, Univ. Lyon 1 Bâtiment IMBL 11 avenue Jean Capelle INSA de Lyon 696621 Villeurbanne Tél : 04.72.11.90.13 <a href="mailto:Emmanuelle.canet@univ-lyon1.fr">Emmanuelle.canet@univ-lyon1.fr</a>
<b>INFOMATHS</b>	<b>INFORMATIQUE ET MATHEMATIQUES</b> <a href="http://infomaths.univ-lyon1.fr">http://infomaths.univ-lyon1.fr</a> Sec : Renée EL MELHEM Bat Blaise Pascal 3 <sup>e</sup> etage <a href="mailto:infomaths@univ-lyon1.fr">infomaths@univ-lyon1.fr</a>	<b>Mme Sylvie CALABRETTO</b> LIRIS – INSA de Lyon Bat Blaise Pascal 7 avenue Jean Capelle 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72. 43. 80. 46 Fax 04 72 43 16 87 <a href="mailto:Sylvie.calabretto@insa-lyon.fr">Sylvie.calabretto@insa-lyon.fr</a>
<b>Matériaux</b>	<b>MATERIAUX DE LYON</b> <a href="http://ed34.universite-lyon.fr">http://ed34.universite-lyon.fr</a> Sec : M. LABOUNE PM : 71.70 –Fax : 87.12 Bat. Saint Exupéry <a href="mailto:Ed.materiaux@insa-lyon.fr">Ed.materiaux@insa-lyon.fr</a>	<b>M. Jean-Yves BUFFIERE</b> INSA de Lyon MATEIS Bâtiment Saint Exupéry 7 avenue Jean Capelle 69621 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43 71.70 Fax 04 72 43 85 28 <a href="mailto:Ed.materiaux@insa-lyon.fr">Ed.materiaux@insa-lyon.fr</a>
<b>MEGA</b>	<b>MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL, ACOUSTIQUE</b> <a href="http://mega.universite-lyon.fr">http://mega.universite-lyon.fr</a> Sec : M. LABOUNE PM : 71.70 –Fax : 87.12 Bat. Saint Exupéry <a href="mailto:mega@insa-lyon.fr">mega@insa-lyon.fr</a>	<b>M. Philippe BOISSE</b> INSA de Lyon Laboratoire LAMCOS Bâtiment Jacquard 25 bis avenue Jean Capelle 69621 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72 .43.71.70 Fax : 04 72 43 72 37 <a href="mailto:Philippe.boisse@insa-lyon.fr">Philippe.boisse@insa-lyon.fr</a>
<b>ScSo</b>	<b>ScSo*</b> <a href="http://recherche.univ-lyon2.fr/scso/">http://recherche.univ-lyon2.fr/scso/</a> Sec : Viviane POLSINELLI Brigitte DUBOIS Insa : J.Y. TOUSSAINT <a href="mailto:viviane.polsinelli@univ-lyon2.fr">viviane.polsinelli@univ-lyon2.fr</a>	<b>Mme Isabelle VON BUELTZINGLOEWEN</b> Université Lyon 2 86 rue Pasteur 69365 LYON Cedex 07 Tél : 04.78.77.23.86 Fax : 04.37.28.04.48 <a href="mailto:isavonb@dbmail.com">isavonb@dbmail.com</a>

\*ScSo : Histoire, Géographie, Aménagement, Urbanisme, Archéologie, Science politique, Sociologie, Anthropologie

*Je dédie ce travail à ma famille,  
et tout particulièrement à mon père décédé il y a peu et à ma mère,  
ainsi qu'à mon mari et mes enfants,  
qui m'ont tous supportée et soutenue pendant les moments difficiles.*

# Remerciements

Il est l'heure pour moi de remercier tous ceux qui m'ont permis d'arriver au bout de cette thèse, que ce soit les collègues de travail, la famille ou les amis.

Tout d'abord, ce travail n'aurait pas vu le jour sans Mohamed Naaïm et Didier Richard qui m'ont permis d'intégrer Irstea après presque 20 ans passés en service déconcentré de l'État et sans Ali Limam qui a accepté de collaborer avec Irstea et d'être mon directeur de thèse. Merci à tous les trois d'avoir tout simplement cru en moi.

Je ne remercierai jamais assez David Bertrand pour son encadrement, son soutien et ses remarques toujours pertinentes qui ont plus que largement contribué à la réussite de ces recherches. Merci pour sa patience (durant notamment la première année qui fut somme toute très laborieuse), ses retours de mail toujours très rapides, ses messages de soutien dans les moments de doute... Je lui en suis très reconnaissante.

Je remercie aussi Philomène Favier qui m'a plus d'une fois dépannée en informatique et avec qui j'ai pu avoir de nombreux échanges sur les aspects fiabilité ainsi que Michaël Brun dont les explications en matière de modélisation numérique m'ont toujours été très utiles et qui a accepté de faire partie du comité de pilotage et de relire mon manuscrit. Un grand merci également à Damien Buttiglieri qui a toujours été là pour me faciliter la tâche en matière d'installation de programmes et réparer mes erreurs.

Merci à Emmanuel Thibert et Hervé Bellot pour leurs données sur les signaux avalancheux, à Nicolas Eckert pour la relecture des chapitres 1 et 5, à Laurent Peyras pour sa participation assidue au comité de pilotage, à Éric Mermin pour le tracé de quelques graphes ainsi qu'à tous les collègues de Grenoble, d'Aix-en-Provence et de l'INSA de Lyon avec qui j'ai pu avoir des échanges enrichissants.

J'exprime également ma gratitude aux membres de mon jury de thèse : les professeurs Fabrice Gatuingt, Panagiotis Kotronis, Thierry Verdel et Yann Malécot pour avoir accepté de lire puis évaluer ce travail et de l'avoir enrichi de vos commentaires.

Enfin, je ne serai jamais assez reconnaissante envers toute ma famille et plus particulièrement mon mari Frédéric et mes enfants Loïc et Mickaël ainsi que mes parents pour leur soutien tout le long de cette thèse, notamment dans les moments les plus difficiles.

Pour finir, je tiens à remercier toutes les personnes (très nombreuses) qui sont venues assister à ma soutenance et m'encourager : collègues actifs et retraités, personnels pisteurs, des services de Restauration en Montagne... et amis.

Encore un grand merci à tous.

# Résumé

En zone de montagne, les avalanches de neige menacent les personnes et également les structures de génie civil. Ce travail de thèse se focalise sur une structure de protection en BA (Béton Armé) de type mur en L. L'objectif est de caler et valider un modèle EF 2D (Élément Fini) afin d'étudier le comportement de tels ouvrages sous l'effet de champs de pression induits par des avalanches de neige dense et d'évaluer leur vulnérabilité face à cet aléa naturel. Quatre lois de comportement décrivant la rhéologie du béton ont été testées en vue de reproduire le plus précisément possible la ruine du mur en BA. Un modèle physique de la structure à échelle 1/6 a permis, *via* un test *pushover*, d'obtenir des données expérimentales utiles pour le calage des modèles EF proposés. Seulement deux des lois de comportement ont permis de converger vers un mode de ruine pertinent et en accord avec les observations expérimentales. Le modèle EF une fois calé a ensuite été utilisé afin d'investiguer la réponse mécanique de l'ouvrage sous sollicitation avalancheuse. En fonction de l'impulsion du signal de chargement, trois régimes peuvent être obtenus (quasi-statique, dynamique et impulsionnel). Dans le cas d'une avalanche de neige dense, les résultats montrent que la réponse mécanique de la structure en question peut être considérée comme quasi-statique. Toutefois, les signaux avalancheux dépendant de nombreux facteurs (type d'avalanche, densité, température, *etc.*), différents types de réponses peuvent potentiellement se développer. Pour finir, la vulnérabilité et la fiabilité du mur en BA ont été étudiées afin de préciser l'influence d'une part de la géométrie et d'autre part des caractéristiques des matériaux sur la capacité de protection qu'offre ce type d'ouvrage. *In fine*, ces résultats pourront être utilisés dans un cadre de gestion intégrée du risque.

## Mots-clés

Avalanche de neige, béton armé, génie civil, méthode des éléments finis, vulnérabilité, fiabilité, structure de protection.

# Abstract

Snow avalanches threaten people and also different types of civil engineering structures in mountainous areas. This PhD thesis focuses on a protective RC (Reinforced Concrete) structure consisting of an L-shaped wall. The objective of this study is to calibrate and validate a 2D FE (Finite Element) model in order to explore the mechanical behavior of such RC structures loaded by snow avalanche pressure fields and to assess their vulnerability when exposed to this kind of natural hazard. Four constitutive laws describing the concrete rheology were tested to describe the collapse of the RC wall. A physical 1/6-scale model permitted obtaining, *via* a pushover test, useful experimental data for the calibration of the proposed FE models. Two concrete models allowed converging to a relevant collapse of the structure in agreement with the experimental observations. Then, the calibrated FE model was used to investigate the mechanical response of the wall under avalanche loading. According to the impulse of the loading signal, three regimes can occur (quasi-static, dynamic or impulsive). In the case of dense-snow avalanches, the results show that the mechanical response of this structure can be described as quasi-static. However, avalanche signals depend on many factors (type of avalanche, density, temperature, *etc.*) and several types of responses can potentially develop. Finally, the vulnerability and the reliability of the RC wall were studied to show the influence of the geometry and the material properties on the capacity of the protective structure. *In fine*, these results will be used in an integrated risk framework in order to help decision makers.

## Keywords

Civil engineering, finite element method, protective structure, reinforced concrete, reliability, snow avalanche, vulnerability.

# Table des matières

Liste des symboles	XIX
Introduction générale	1
<b>1 État de l'art en risque avalanche</b>	<b>5</b>
1.1 Risque avalanche en Europe	5
1.1.1 Enjeux, aléa et vulnérabilité	5
1.1.1.1 Problématique sociétale	5
1.1.1.2 Estimation du risque	7
1.1.2 Caractéristiques de l'aléa "avalanche"	9
1.1.2.1 Types d'avalanches	9
1.1.2.2 Sites d'essais grandeur nature	11
1.1.2.3 Données expérimentales <i>in situ</i>	16
1.2 Outils de mitigation à disposition	19
1.2.1 Surveillance	19
1.2.2 Zonage du risque	20
1.2.3 Structures de protection	22
1.2.3.1 Ouvrages actifs	22
1.2.3.2 Ouvrages passifs	23
1.3 Structures passives de protection	23
1.4 Cas des structures de protection en béton armé	26
1.4.1 Différents types de paravalanche en BA	26
1.4.2 Pratiques disponibles pour le dimensionnement	26
1.4.2.1 Approche Eurocode 2	27
1.4.2.2 Approche masse-ressort	29
1.4.2.3 Modélisations numériques	30
1.5 Conclusion	32
<b>2 Modélisation de structures en béton armé</b>	<b>33</b>
2.1 Modélisation par éléments finis	33
2.1.1 Formulation forte	33
2.1.2 Formulation faible et discrétisation	34
2.1.3 Schémas d'intégration de Newmark	35
2.1.4 Méthode de Newton-Raphson	39
2.1.5 Éléments finis utilisés	42
2.2 Le matériau "Béton Armé"	45

2.2.1	Caractérisation expérimentale du béton . . . . .	45
2.2.1.1	Masse volumique . . . . .	45
2.2.1.2	Élasticité . . . . .	45
2.2.1.3	Réponse en traction . . . . .	46
2.2.1.4	Réponse en compression . . . . .	49
2.2.1.5	Réponse cyclique . . . . .	51
2.2.1.6	Réponse dynamique . . . . .	51
2.2.2	Comportement de l'acier . . . . .	53
2.2.3	Comportement du béton armé . . . . .	55
2.2.4	Modèles rhéologiques pour le béton . . . . .	56
2.2.4.1	Théorie de la plasticité et fissuration fixe répartie . . . . .	57
2.2.4.1.1	Modèle CEA . . . . .	57
2.2.4.1.2	Modèle BETON_INSA . . . . .	61
2.2.4.2	Théorie de l'endommagement : Modèle Mazars . . . . .	71
2.2.4.3	Couplage endommagement et plasticité : Modèle Ricrag . . . . .	78
2.3	Conclusion . . . . .	82
<b>3</b>	<b>Évaluation et validation des modèles éléments finis proposés</b>	<b>83</b>
3.1	Introduction . . . . .	83
3.2	Essais expérimentaux sur modèle réduit . . . . .	84
3.2.1	Présentation de la maquette . . . . .	84
3.2.2	Instrumentation . . . . .	85
3.2.3	Caractérisation mécanique des matériaux . . . . .	88
3.2.4	Résultats de mesure . . . . .	89
3.2.4.1	Réponse en <i>pushover</i> . . . . .	89
3.2.4.2	Analyse du mode de ruine . . . . .	90
3.3	Modélisation numérique . . . . .	92
3.3.1	Géométrie et maillage . . . . .	93
3.3.2	Chargement et conditions aux limites . . . . .	95
3.3.3	Algorithmes de résolution . . . . .	96
3.4	Calibration des modèles . . . . .	96
3.4.1	Modèle CEA . . . . .	96
3.4.1.1	Influence des paramètres . . . . .	97
3.4.1.2	Sensibilité du modèle . . . . .	101
3.4.1.3	Adhérence acier-béton . . . . .	104
3.4.1.4	Discussion des résultats . . . . .	106
3.4.1.4.1	Isovaleurs . . . . .	106
3.4.1.4.2	Courbes pression-déplacement (béton) ou déformation (armature) . . . . .	108
3.4.2	Modèle BETON_INSA . . . . .	110
3.4.3	Modèles Mazars et Ricrag . . . . .	115
3.4.3.1	Échelle de l'EF . . . . .	115
3.4.3.2	Échelle de la structure . . . . .	119
3.4.3.2.1	Modèle Mazars . . . . .	119
3.4.3.2.2	Modèle Ricrag . . . . .	121

3.5	Comparaison des modèles . . . . .	123
3.5.1	Réponse en <i>pushover</i> . . . . .	125
3.5.2	Mode de ruine . . . . .	127
3.6	Conclusion . . . . .	127
<b>4</b>	<b>Simulation d'une structure de protection en BA</b>	<b>129</b>
4.1	Introduction . . . . .	129
4.2	Structure de protection de Tacconnaz . . . . .	130
4.2.1	Dispositif paravalanche . . . . .	130
4.2.2	Dent défectrice BA . . . . .	131
4.3	Modélisation numérique . . . . .	133
4.3.1	Chargement avalancheux . . . . .	133
4.3.1.1	Type d'avalanches prises en compte . . . . .	133
4.3.1.2	Variations spatiales et temporelles . . . . .	133
4.3.1.3	Signaux temporels introduits dans le modèle . . . . .	134
4.3.2	Analyse structurelle . . . . .	136
4.3.2.1	De la maquette à l'échelle réelle . . . . .	136
4.3.2.2	Réponse en <i>pushover</i> . . . . .	139
4.3.2.3	Analyse modale . . . . .	141
4.3.2.4	Réponse dynamique . . . . .	142
4.3.2.4.1	Oscillations de chargement . . . . .	145
4.3.2.4.2	Taux de chargement . . . . .	146
4.3.2.4.3	Pic de pression . . . . .	151
4.3.3	Régimes de réponse par diagramme pression-impulsion . . . . .	156
4.3.3.1	Principe et construction . . . . .	156
4.3.3.2	Dent de Tacconnaz . . . . .	159
4.3.3.3	Ouverture sur les structures poteaux-poutres . . . . .	162
4.4	Conclusion . . . . .	166
<b>5</b>	<b>Quantification de la vulnérabilité structurelle</b>	<b>169</b>
5.1	Introduction . . . . .	169
5.2	Approche déterministe . . . . .	172
5.2.1	Courbes de vulnérabilité . . . . .	172
5.2.2	Étude paramétrique . . . . .	173
5.2.2.1	Effet de la résistance en compression du béton . . . . .	173
5.2.2.2	Influence de la longueur de la semelle et de l'encastrement . . . . .	174
5.2.2.3	Influence de l'épaisseur de la semelle . . . . .	176
5.2.2.4	Influence de l'épaisseur du voile . . . . .	177
5.2.2.5	Influence de l'enrobage . . . . .	177
5.2.2.6	Influence du taux de renfort . . . . .	177
5.2.2.7	Comparaison structure de protection - bâti . . . . .	178
5.2.3	Discussion . . . . .	179
5.3	Approche probabiliste . . . . .	180
5.3.1	Incertitudes sur les variables . . . . .	181
5.3.1.1	Choix et description des variables . . . . .	182



5.3.1.2	Incertitudes sur le béton . . . . .	182
5.3.1.3	Incertitudes liées à l'acier . . . . .	183
5.3.2	Fiabilité de la structure . . . . .	184
5.3.2.1	Critères de défaillance . . . . .	185
5.3.2.2	Probabilité de défaillance . . . . .	186
5.3.2.2.1	Méthode empirique . . . . .	187
5.3.2.2.2	Méthode de lissage par noyaux . . . . .	187
5.3.2.2.3	Ajustement selon une loi normale . . . . .	189
5.3.2.3	Courbes de fragilité . . . . .	190
5.3.3	Comparaison structure de protection - bâti . . . . .	194
5.4	Conclusion . . . . .	195
<b>Conclusion générale</b>		<b>197</b>
<b>Annexe 1</b>		<b>215</b>
<b>Annexe 2</b>		<b>251</b>

# Table des figures

1.1	Chalet détruit à Montroc, en Haute-Savoie, en février 1999 (Source : C. Ancey) . . . . .	6
1.2	Avalanches de neige dense, au col du Lautaret dans les Hautes-Alpes (Source : F. Valla - Irstea) . . . . .	10
1.3	Avalanche de neige poudreuse, versant nord du K2 en Himalaya (Source : P. Beghin - Irstea) . . . . .	11
1.4	(a) Site expérimental du Lautaret, (b),(c) plaque instrumentée dans le couloir 1 et (d),(e) tripode instrumenté dans le couloir 2 . . . . .	12
1.5	(a) Site expérimental de Ryggfonn, en Norvège, (b) digue d'arrêt sur laquelle repose le poteau instrumenté présenté en (c) (Source : <a href="http://www.leeds.ac.uk/satsie/ryggfonn">www.leeds.ac.uk/satsie/ryggfonn</a> ) . . . . .	13
1.6	(a) Site expérimental de la Vallée de la Sionne, en Suisse et (b) pylône instrumenté dont la situation dans le couloir avalancheux est précisé sur la figure (a) en rouge (Sovilla <i>et al.</i> , 2008a) . . . . .	14
1.7	(a) Site expérimental de Tacconnaz et situation des trois tas freineurs équipés de capteurs de vitesse et de pression, (b) tas freineur avant équipement et (c) après équipement (Caccamo, 2012) . . . . .	14
1.8	(a) Site expérimental de Seehore, en Italie et (b) obstacle équipé de capteurs de mesure (Segor <i>et al.</i> , 2013) . . . . .	15
1.9	Profil de pression spatial d'une avalanche de neige humide réelle (Sovilla <i>et al.</i> , 2010) . . . . .	16
1.10	Profil de pression (a) spatial (Sovilla <i>et al.</i> , 2008a) et (b) temporel (Thibert <i>et al.</i> , 2008) d'une avalanche de neige dense réelle . . . . .	16
1.11	Signaux de pression avalancheuse mesurés au Lautaret (a) dans le couloir 1 et (b) dans le couloir 2 . . . . .	17
1.12	Signaux avalancheux mesurés dans la Vallée de la Sionne au niveau des capteurs 1 et 2, respectivement à 1,5 et 2,5 m du sol (Baroudi <i>et al.</i> , 2011) . . . . .	18
1.13	Signaux avalancheux mesurés à Tacconnaz les 29 décembre 2010 et 12 avril 2013 par le capteur de pression situé sur le tas 3, à 5,35 m du sol (Bellot <i>et al.</i> , 2013) . . . . .	18
1.14	CLPA de la commune des Houches, avec en bas à droite le couloir de Tacconnaz cerclé de noir (Source : <a href="http://www.avalanches.fr">www.avalanches.fr</a> ) . . . . .	20
1.15	Partie sud du plan de zonage du PPR de la commune des Houches, comprenant le secteur de Tacconnaz (Source : <a href="http://www.haute-savoie.gouv.fr">www.haute-savoie.gouv.fr</a> ) . . . . .	21

1.16	Exemples d'ouvrage de protection actifs : (a) versant équipé de petites banquettes paravalanches avec reboisement à l'Alpe d'Huez (Source : D. Badre), (b) râteliers à Méribel (Source : F. Rapin - Irstea), (c) claies en Suisse (Source : F. Valla - Irstea) et (d) filet paravalanche à Innsbruck (Source : F. Valla - Irstea) destinés à retenir la neige dans la zone de départ	23
1.17	Ouvrages passifs de déviation : (a) route protégée en défense passive par un tunnel galerie à Montgenèvre en Italie (Source : F. Valla - Irstea), (b) couloir d'avalanche équipé de digues latérales empêchant l'avalanche de sortir de son couloir, à Disentis en Suisse (Source : F. Rapin - Irstea), (c) étrave en gabion à Saint-Hilaire-du-Touvet (Source : F. Rapin - Irstea) et (d) vieille habitation traditionnelle protégée des avalanches par une étrave en pierres sèches gazonnée à Val d'Isère (Source : F. Valla - Irstea) . . . . .	24
1.18	(a) Vue d'ensemble des tas freineurs présents sur le site de Tacconnaz, en Haute-Savoie (Source : F. Valla - Irstea) et (b) détail d'un tas freineur en terre avec une face exposée en enrochements (Source : <a href="http://www.glaciers-climat.fr">http://www.glaciers-climat.fr</a> ) . . . . .	25
1.19	Digue d'arrêt sur le site de Tacconnaz, en Haute-Savoie (Source : F. Rapin et L. Ousset - Irstea) . . . . .	25
1.20	(a) Galerie paravalanche à Gourette, dans les Pyrénées (Source : F. Rapin - Irstea) et (b) dents déflectrices sur le site de Tacconnaz, près de Chamonix (Source : F. Rapin - Irstea) . . . . .	26
1.21	(a) Poutre simplement appuyée et (b) modèle masse-ressort équivalent . . .	29
2.1	Méthode de substitution (Dhatt et Touzot, 1981) . . . . .	40
2.2	Méthode de Newton-Raphson (Dhatt et Touzot, 1981; Chopra, 1995) . . .	40
2.3	Méthode Newton-Raphson modifiée (Dhatt et Touzot, 1981; Chopra, 1995)	42
2.4	Éléments finis (a) BARR et (b) BAR3 . . . . .	43
2.5	Éléments finis (a) QUA4 et (b) QUA8 . . . . .	43
2.6	Élément fini TRI3 . . . . .	44
2.7	Réponse expérimentale du béton (a) en traction cyclique (Mazars et Pijaudier-Cabot, 1989) et (b) en compression monotone et cyclique (Bahn et Hsu, 1998) . . . . .	47
2.8	Diagramme contrainte-déformation triangulaire permettant de décrire le comportement fragile du béton en traction . . . . .	49
2.9	Diagrammes contrainte-déformation (a) bilinéaire et (b) parabole-rectangle auxquels sont associées les équations 2.19 pour (a) et 2.20 pour (b) . . . .	50
2.10	Diagramme contrainte-déformation triangulaire permettant de décrire le comportement adoucissant et ductile du béton en compression . . . . .	51
2.11	Variation du rapport dynamique en fonction du taux de déformation (a) en compression (Bischoff et Perry, 1991) et (b) en traction (Malvar et Crawford, 1998) uni-axiales . . . . .	52
2.12	Comportement de quelques types d'acier (Kato, 1979) . . . . .	53
2.13	Diagrammes contrainte-déformation pour l'acier (CEN, 2005) . . . . .	54
2.14	Évolution du rapport dynamique sur la limite élastique de certains aciers, selon Cowper-Symonds (Paris, 2010) . . . . .	54

2.15	Comportement d'une dalle en béton armé sollicitée et ruinant en flexion (Favre <i>et al.</i> (1990)) . . . . .	56
2.16	Modèle CEA : (a) critères de plasticité : surfaces de charge en traction et compression et (b) comportement uni-axial . . . . .	59
2.17	Surfaces de charge et de rupture dans le plan des contraintes principales pour la loi BETON_INSA . . . . .	63
2.18	Modèle BETON_INSA : (a) idéalisation parabolique de la réponse du béton en compression uni-axiale et (b) courbe d'écrouissage contrainte-déformation plastique cumulée (sans les déformations élastiques) avec comme valeur recommandée $\theta = 0,3$ . . . . .	64
2.19	Repère lié à la fissure . . . . .	65
2.20	Modèle BETON_INSA : comportement uni-axial cyclique d'un point fissuré initialement tendu . . . . .	66
2.21	Modèle BETON_INSA : comportement uni-axial cyclique d'un point fissuré initialement comprimé . . . . .	67
2.22	Modèle d'endommagement de Mazars : réponse uni-axiale (a) en traction et (b) en compression (Mazars <i>et al.</i> , 2006) . . . . .	73
2.23	Influence du seuil d'endommagement $\epsilon_{d0}$ dans le cas d'un essai uni-axial de traction (Mazars, 1984) . . . . .	74
2.24	Influence (a) du coefficient $A_t$ et (b) du coefficient $B_t$ dans le cas d'un essai uni-axial de traction (Mazars, 1984) . . . . .	74
2.25	Influence des coefficients $A_c$ et $B_c$ dans le cas d'un essai uni-axial de compression (Mazars, 1984) . . . . .	75
2.26	Exemple de résultats obtenus avec le modèle Ricrag en (a) compression cyclique uni-axiale et (b) traction cyclique uni-axiale (Richard, 2010a) . . .	80
3.1	Dent déflectrice réelle vue en perspective . . . . .	83
3.2	Dimensions du modèle réduit de la structure en BA . . . . .	84
3.3	Dispositif d'encastrement . . . . .	85
3.4	(a) Plan de ferrailage du modèle réduit et (b) dimensions des armatures (Limam, 2005) . . . . .	86
3.5	Dispositif d'essais . . . . .	87
3.6	Positionnement des (a) capteurs de déplacement de la structure, (b) jauges collées sur le béton et (c), (d), jauges placées sur les aciers . . . . .	87
3.7	Loi de comportement de l'acier . . . . .	88
3.8	Déflexion en tête du mur . . . . .	89
3.9	Soulèvement de la semelle . . . . .	90
3.10	Schéma de fissuration visible en surface de l'initiation à l'état ultime pour les profils correspondant à (a) $z = 2,5$ m et (b) $z = 0$ m . . . . .	91
3.11	Déformations au niveau des armatures inférieures . . . . .	92
3.12	Déformations des armatures à mi-hauteur du voile . . . . .	92
3.13	(a) Points et (b) éléments constitutifs du maillage du béton et (c) éléments constituant le maillage de l'acier pour le modèle réduit à l'échelle 1/6 . . .	94
3.14	Maillage (a) du béton et (b) de l'acier pour le modèle réduit à l'échelle 1/6 . . .	95

3.15	Profil de pression appliqué de façon homogène sur la face amont de la structure dans le cas de tests <i>pushover</i> . . . . .	97
3.16	Modèle CEA : influence des différentes caractéristiques matérielles sur la réponse de la structure : (a) coefficient de Poisson du béton (b) module d'Young du béton, (c) limites en traction et (d) en compression du béton, (e) module d'Young de l'acier (f) limites élastique et (g) ultime de l'acier et (h) combinaison des limites élastique et ultime de l'acier, avec un module d'écrouissage constant. . . . .	98
3.17	Modèle CEA : influence du coefficient de réduction du module de cisaillement sur la réponse de la structure . . . . .	99
3.18	Modèle CEA : paramètres influençant les différentes phases de réponse . .	100
3.19	Modèle CEA : comparaison de la réponse de la structure avant et après calage des paramètres caractéristiques de l'acier . . . . .	101
3.20	Modèle CEA : influence (a) de l'incrément $\Delta p$ et (b) de la précision de calcul sur la réponse de la structure . . . . .	102
3.21	Modèle CEA : influence (a) du taux de chargement $\tau$ et (b) du mode de calcul (statique ou dynamique) sur la réponse de la structure . . . . .	102
3.22	Modèle CEA : influence (a) du nombre et (b) du type d'éléments finis sur la réponse de la structure . . . . .	103
3.23	Modèle CEA : influence de la régularisation (avec une énergie de fissuration de 10 000 Nm/m <sup>2</sup> en compression et de 60 Nm/m <sup>2</sup> en traction) sur la réponse de la structure : (a) comparaison des modèles régularisé et non régularisé et (b) influence du maillage avec le modèle régularisé . . . . .	104
3.24	(a) Modèle EF d'une poutre encastree et (b) influence de l'adhérence entre l'acier et le béton sur la réponse de la structure : comparaison entre adhésion parfaite et joint élastique . . . . .	106
3.25	Modèle CEA : déplacements (a) suivant x et (b) suivant y au dernier pas convergé et déformation amplifiée 5 fois . . . . .	107
3.26	Modèle CEA : déformations (a) $\epsilon_{xx}$ , (b) $\epsilon_{yy}$ et (c) $\gamma_{xy}$ au dernier pas convergé	107
3.27	Modèle CEA : contraintes (a) $\sigma_{xx}$ suivant x, (b) $\sigma_{yy}$ suivant y et (c) $\sigma_{xy}$ suivant xy au dernier pas convergé . . . . .	107
3.28	Modèle CEA : (a) déformations plastiques cumulées (EPSE), réductions de la résistance en traction dans les directions principales (b) 1 (DAM1) et (c) 2 (DAM2) et ouvertures initiales des fissures dans les directions principales (d) 1 (OUV1) et (e) 2 (OUV2) . . . . .	108
3.29	Modèle CEA : (a) déformations longitudinales (EPSS) et (b) efforts normaux (EFFX) dans l'acier au dernier pas convergé . . . . .	109
3.30	Modèle CEA : déplacement suivant y de la semelle au point P0 positionné à la figure 3.14a . . . . .	109
3.31	Modèle CEA : déformations observées numériquement au niveau de l'armature LA6, comparées aux courbes expérimentales . . . . .	109
3.32	Modèle BETON_INSA : influence des limites (a) en traction et (b) en compression du béton sur la réponse de la structure . . . . .	110

3.33	Modèle BETON_INSA : influence du facteur de transfert de cisaillement pour un incrément de calcul de (a) 350 Pa et (b) 35 Pa sur la réponse de la structure . . . . .	111
3.34	Modèle BETON_INSA : influence de l'incrément de calcul $\Delta p$ pour un facteur de cisaillement égal à (a) 0,4 et (b) 0,2 ; (c) influence du mode de calcul (statique ou dynamique) ; (d) influence de la précision de calcul et (e) influence du nombre maximum de sous-pas dans l'algorithme de Newton-Raphson sur la réponse de la structure . . . . .	112
3.35	Modèle BETON_INSA : influence de la régularisation sur la réponse de la structure et plus précisément de l'énergie de rupture en compression (courbes bleue et verte confondues) pour (a) $F_{tc} = 0,4$ et (c) $F_{tc} = 0,2$ et de l'énergie de fissuration en traction pour (b) $F_{tc} = 0,4$ et (d) $F_{tc} = 0,2$ et comparaison des résultats obtenus pour les modèles non régularisé et régularisé pour (e) $\Delta p = 350$ Pa et (f) $\Delta p = 35$ Pa (courbes verte et ocre confondues) . . . . .	114
3.36	Modèle BETON_INSA : sensibilité au maillage (a) du modèle non régularisé et (b) du modèle régularisé . . . . .	115
3.37	Principe des tests de traction et compression sur 1 élément fini pilotés en déplacement imposé . . . . .	116
3.38	Modèle Mazars : influence de (a) l'indice de fragilité ( $I_f^c$ ) et (b) la résistance en traction résiduelle ( $f_{tr}^c$ ) sur la réponse d'un élément fini soumis à un chargement uni-axial . . . . .	116
3.39	Modèle Ricrag : influence sur la réponse d'un élément fini des (a) fragilités du béton en compression et (b) en traction, (c) modules d'écrouissage non linéaire du béton en compression et (d) en traction et (e) modules d'écrouissage cinématique du béton en compression et (f) en traction . . .	117
3.40	Résultats de calage des quatre lois de comportement pour des tests uni-axiaux de (a) compression et (b) traction réalisés sur un élément fini . . .	118
3.41	Modèle Mazars : influence du facteur de correction de cisaillement ( $\beta$ ) sur la réponse de la structure . . . . .	119
3.42	Modèle Mazars : influence du choix de l'incrément de calcul $\Delta p$ sur la réponse de la structure . . . . .	120
3.43	Modèle Mazars : résultat obtenu avec le modèle non local . . . . .	120
3.44	Modèle Mazars : isovaleurs obtenues pour le béton au dernier pas convergé : (a) et (b) déplacements respectivement suivant x et y, (c), (d) et (e) déformations du béton respectivement $\epsilon_{xx}$ , $\epsilon_{yy}$ et $\gamma_{xy}$ , (f), (g) et (h) contraintes respectivement $\sigma_{xx}$ , $\sigma_{yy}$ et $\sigma_{xy}$ , (i) déformation maximale équivalente et (j) valeur de l'endommagement . . . . .	121
3.45	Modèle Mazars : isovaleurs obtenues pour l'acier au dernier pas convergé : déformations en (a) et efforts en (b) . . . . .	122
3.46	Modèle Ricrag : influence de $\gamma_0$ sur la convergence . . . . .	122
3.47	Modèle Ricrag : influence (a) de l'incrément de calcul $\Delta p$ et (b) du nombre maximum de sous-pas dans l'algorithme de Newton-Raphson . . . . .	123
3.48	Modèle Ricrag : comparaison entre modèles local et non local . . . . .	123

3.49	Réponse de la structure en L à l'échelle 1/6 après calage pour (a) les lois CEA et Mazars, (b) les lois BETON_INSA et Ricrag et (c) l'ensemble des lois de comportement . . . . .	125
3.50	Fissuration observée (a) expérimentalement et (b), (c), (d), (e), (f) et (g) avec les modèles numériques à 80 kPa et au dernier pas convergé. . . . .	126
4.1	Dispositif paravalanche de Taconnaz. (Source : R. Burnet et F. Valla - Irstea)	131
4.2	Dent défectrice dans le couloir de Taconnaz endommagée par l'avalanche du 11 février 1999. (Source : F. Rapin. - Irstea) . . . . .	131
4.3	Plans de ferrailage des dents défectrices de Taconnaz : (a) en élévation et (b) en coupe . . . . .	132
4.4	Structure modélisée en vraie grandeur . . . . .	133
4.5	Deux types de signaux introduits dans le modèle : en noir, signal triangulaire isocèle et en rouge, signal avalancheux synthétique . . . . .	134
4.6	a) Signal avalancheux synthétique, comparé au signal réel mesuré <i>in situ</i> au col du Lautaret (Thibert <i>et al.</i> , 2008) et b) exemples de signaux introduits dans le modèle éléments finis pour une pression au pic de 300 kPa conduisant à la plastification des armatures et différents temps de chargement $t_m$ (seule la partie allant de 0 à $t_6$ est ici représentée) . . . . .	135
4.7	Effets d'échelle observés sur des poutres en flexion 3 points (L'Hermite, 1973)	136
4.8	Loi d'effet d'échelle proposée par Bazant (1984) pour des structures bidimensionnelles . . . . .	137
4.9	Maillage du béton et conditions aux limites du modèle en vraie grandeur .	138
4.10	Modèle de la structure noyée dans un sol . . . . .	140
4.11	Influence de l'interaction sol-structure pour différents modules d'Young de sol . . . . .	140
4.12	Mode de ruine de la structure en vraie grandeur : (a) totalement encastree ou (b) en prenant en compte une portion de sol de module d'Young égal à 150 MPa . . . . .	141
4.13	Tests <i>pushover</i> réalisés sur la structure en vraie grandeur pour différents pas et conditions (quasi-statique ou dynamique) de calcul . . . . .	141
4.14	Modes propres prépondérants de la dent de Taconnaz suivant $x$ en vert et suivant $y$ en rouge : (a) mode fondamental (flexion mode 1), (b) mode 2 (flexion mode 2), (c) mode 3 (pompage) et (d) mode 6 (pompage) . . . . .	143
4.15	Description de l'amortissement de Rayleigh . . . . .	144
4.16	(a) Évolution temporelle de la déflexion et (b) réponse de la structure en terme de déplacement sous sollicitation avalancheuse (courbe force-flèche) .	145
4.17	Transformée de Fourier du signal de pression original filtré à 3 kHz en représentation (a) linéaire et (b) semi-logarithmique . . . . .	145
4.18	(a) Signal réel filtré à 100 Hz et (b) réponses de la structure à ce signal (courbe bleue) et au signal avalancheux synthétique avec $P_{max} = 35$ kPa (courbe verte) . . . . .	146

4.19	Influence du temps de mise en charge et de la forme du signal de chargement sur la réponse de la structure : réponse quasi-statique en (a) et (b), dynamique en (c) et (d) et impulsionnelle en (e) et (f) ; (a), (c) et (e) ont été obtenues pour un signal avalancheux synthétique de pression au pic égale à 100 kPa, tandis que (b), (d), (f) ont été obtenues pour un signal triangulaire avec une pression au pic égale à 100 kPa . . . . .	147
4.20	Influence du temps de mise en charge et de la forme du signal de chargement sur la réponse de la structure : réponse quasi-statique en (a) et (b), dynamique en (c) et (d) et impulsionnelle en (e) et (f) ; (c) et (e) ont été obtenues pour un signal avalancheux synthétique de pression au pic égale à 200 kPa, tandis que (b), (d), (f) ont été obtenues pour un signal triangulaire avec une pression au pic égale à 200 kPa . . . . .	148
4.21	Influence du temps de mise en charge et de la forme du signal de chargement sur la réponse de la structure : réponse quasi-statique en (a) et (b), dynamique en (c) et (d) et impulsionnelle en (e) et (f) ; (a), (c) et (e) ont été obtenues pour un signal avalancheux synthétique de pression au pic égale à 300 kPa, tandis que (b), (d), (f) ont été obtenues pour un signal triangulaire avec une pression au pic égale à 300 kPa . . . . .	149
4.22	Réponses de la structure à un signal avalancheux de pression au pic $P_{max} = 300$ kPa pour différents temps de montée en charge . . . . .	150
4.23	Différence de surface des courbes de déplacement temporel en fonction (a) du temps de mise en charge et (b) de l'impulsion pour des signaux avalancheux et triangulaire de pression au pic $P_{max} = 100$ kPa . . . . .	152
4.24	Différence de surface des courbes de déplacement temporel en fonction (a) du temps de mise en charge et (b) de l'impulsion pour des signaux avalancheux et triangulaire de pression au pic $P_{max} = 200$ kPa . . . . .	153
4.25	Différence de surface des courbes de déplacement temporel en fonction (a) du temps de mise en charge et (b) de l'impulsion pour des signaux avalancheux et triangulaire de pression au pic $P_{max} = 300$ kPa . . . . .	154
4.26	Réponses pression-déplacement de la structure pour des temps de mise en charge de (a) 5, (b) 0,2 et (c) 0,05 s . . . . .	155
4.27	Construction d'un diagramme pression-impulsion (Paris, 2010) . . . . .	157
4.28	Résultats obtenus au cours de l'algorithme de construction d'un diagramme pression-impulsion : convergence en (b) et (c) vers l'isodommage et en (c) et (d) vers la pression au pic conduisant à ce niveau de dommage, pour plusieurs signaux avalancheux, caractérisés par un temps de montée en charge, présentés en (a) . . . . .	158
4.29	(a) Comparaison des diagrammes obtenus pour un isodommage correspondant à un déplacement de la structure de 20 mm, avec d'une part un signal triangulaire et d'autre part un signal avalancheux synthétique, et identification des différents modes de comportement de la structure : quasi-statique, dynamique et impulsionnel et (b) zoom sur les zones de transition . . . . .	159



4.30	(a) Diagrammes pression-impulsion pour un signal triangulaire et différents niveaux de dommage de la structure exprimés en déplacement, comparés à des valeurs de pression-impulsion réelles issues de signaux avalancheux mesurés <i>in situ</i> , (b) zoom sur les zones de transition quasi-statique/dynamique/impulsionnel et (c) signaux avalancheux réels utilisés pour calculer les valeurs de pression-impulsion réelles reportées sur les diagrammes . . . . .	160
4.31	Structure poteaux-poutres considérée : (a) dimensions et (b) modèle numérique (Tataie, 2011) . . . . .	162
4.32	Sections utilisées pour la structure poteaux-poutres : (a) pour les poteaux et (b) pour les poutres (Tataie, 2011) . . . . .	163
4.33	Premiers modes propres de la structure poteaux-poutres à trois niveaux : de (a) à (c), modes 1 à 3 . . . . .	163
4.34	(a) Diagrammes pression-impulsion pour un signal de type triangulaire et différents niveaux de dommage de la structure poteaux-poutres à 3 étages exprimés en déplacement, (b) zoom sur les zones de transition quasi-statique / dynamique / impulsionnel et (c) signaux avalancheux reportés sur les diagrammes . . . . .	165
5.1	(a) Synthèse de courbes de vulnérabilité pour une structure établies par différentes auteurs dans le domaine avalancheux, présentée dans le cadre du projet Irasmos (Naaïm <i>et al.</i> , 2008), (b) courbes de vulnérabilité du bâti définies pour un indice de dommage exprimé en déplacement et différentes limites en compression du béton (Bertrand <i>et al.</i> , 2010) et (c) courbes de fragilité établies pour différents types de bâti (se distinguant par leurs conditions aux limites) et différents états limites (ELS, ELU, ALS et rupture) (Favier <i>et al.</i> , 2014) . . . . .	171
5.2	Courbes de vulnérabilité de la structure de protection étudiée obtenues pour différents états limites ( $f_c^c = 80$ MPa et $f_t^c = 5,5$ MPa) . . . . .	172
5.3	Courbes de vulnérabilité obtenues pour différents états limites avec un béton plus résistant ( $f_c^c = 100$ MPa et $f_t^c = 6,5$ MPa) . . . . .	174
5.4	Courbes de vulnérabilité obtenues pour différents états limites avec un béton moins résistant ( $f_c^c = 40$ MPa et $f_t^c = 4,5$ MPa) . . . . .	174
5.5	Influence de la longueur de semelle sur le comportement du mur : (a) courbes force-flèche et (b) courbes de vulnérabilité . . . . .	175
5.6	Influence de la longueur d'encastrement sur le comportement du mur : (a) courbes force-flèche et (b) courbes de vulnérabilité . . . . .	175
5.7	Influence de l'épaisseur de la semelle sur le comportement du mur dans le cas d'une semelle totalement encastree ou dans un sol avec $E_y = 150$ MPa : (a) courbes force-flèche et (b) courbes de vulnérabilité . . . . .	176
5.8	Influence de l'épaisseur du voile sur le comportement du mur : (a) courbes force-flèche et (b) courbes de vulnérabilité . . . . .	177
5.9	Influence de l'enrobage sur le comportement du mur : (a) courbes force-flèche et (b) courbes de vulnérabilité . . . . .	178

5.10	Influence du taux de renfort sur le comportement du mur : (a) courbes force-flèche et (b) courbes de vulnérabilité (celle avec un taux de renfort multiplié par 2 n'est pas représentative de la rupture de la structure du fait d'une divergence du code de calculs et n'est donc pas tracée) . . . . .	178
5.11	Comparaison des courbes de vulnérabilité obtenues pour la structure de protection avec celles issues de la littérature obtenues pour du bâti (Naaïm <i>et al.</i> , 2010; Bertrand <i>et al.</i> , 2010) . . . . .	179
5.12	Influence des différents paramètres de dimensionnement de la structure sur la résistance de celle-ci exprimée à l'aide de la pression d'impact ultime observée pour différents états limites . . . . .	180
5.13	Représentation empirique de la probabilité de défaillance de la structure en fonction de la pression avalancheuse, établie à partir de 50 simulations numériques . . . . .	188
5.14	Estimation d'une densité de probabilité par la méthode Kernel Smoothing avec un paramètre de lissage de (a) 0,2 et (b) 0,8 (Silverman, 1986) . . . .	189
5.15	Modèle de la structure en forme de voile prise en compte dans le cadre de l'étude de fiabilité . . . . .	191
5.16	Résultats de tests <i>pushover</i> obtenus avec d'une part le modèle du mur en L et d'autre part le modèle de voile, (a) sans condition d'arrêt et (b) avec un arrêt à 90 % de la limite ultime de l'acier et de la déformation ultime du béton en compression . . . . .	191
5.17	État de fissuration de la structure de type (a) mur en L et (b) voile au dernier pas convergé . . . . .	192
5.18	(a), (b) Densités de probabilité de défaillance obtenues par la méthode Kernel Smoothing sur la base de différents calculs aux EF pour les structures de type (a) mur en L et (b) voile pour l'état limite de fissuration du béton et (c), (d) fonctions de répartition correspondantes comparées à celles obtenues empiriquement sur la base de 500 simulations aux EF respectivement pour les structures mur en L et voile . . . . .	192
5.19	Comparaison des courbes de fragilité obtenues pour l'état limite de fissuration du béton par les méthodes Kernel Smoothing et par une approximation loi normale sur la base de (a), (b) 150 et (c), (d) 250 simulations aux EF pour les structures mur en L en (a) et (c) et voile en (b) et (d) . . . . .	193
5.20	Courbes de fragilité obtenues par la méthode Kernel Smoothing pour différents états limites . . . . .	194
5.21	Comparaison des courbes de fragilité obtenues pour la structure de protection avec des courbes de fragilité de bâti (Favier <i>et al.</i> , 2014) . . . . .	195

# Liste des tableaux

2.1	Stabilité de l'algorithme de Newmark (Chopra, 1995) . . . . .	37
2.2	Caractéristiques des schémas de Newmark (Chopra, 1995) . . . . .	37
2.3	Schémas d'intégration de Newmark implicites d'accélération moyenne et d'accélération linéaire (Chopra, 1995) . . . . .	38
2.4	Algorithme du schéma implicite de Newmark pour des systèmes non linéaires (Chopra, 1995) . . . . .	41
2.5	Fonctions de forme des éléments BARR . . . . .	43
2.6	Fonctions de forme des éléments QUA4 . . . . .	44
2.7	Fonctions de forme des éléments TRI3 . . . . .	45
2.8	Résistance de bétons ordinaires (Price, 1951) . . . . .	47
2.9	Vitesse de déformation selon la nature de l'aléa (CEB, 1989; Paris, 2010) .	52
2.10	Paramètres du modèle CEA . . . . .	60
2.11	Variables internes du modèle CEA . . . . .	61
2.12	Paramètres du modèle BETON_INSA . . . . .	69
2.13	Variables internes du modèle BETON_INSA . . . . .	70
2.14	Paramètres du modèle Mazars . . . . .	77
2.15	Variables internes du modèle Mazars . . . . .	77
2.16	Paramètres du modèle Ricrag . . . . .	81
2.17	Variables internes du modèle Ricrag . . . . .	81
3.1	Caractéristiques expérimentales des matériaux constitutifs du mur . . . . .	89
3.2	Propriétés géométriques et mécaniques de la structure à l'échelle 1/6 . . .	93
3.3	Caractéristiques géométriques des armatures du modèle à l'échelle 1/6 . . .	95
3.4	Paramètres de calage des différentes lois de comportement . . . . .	124
3.5	Situation des différents modèles au dernier pas convergé en termes de dégradation de la structure, de déplacement et de pression ultimes (LAI représente l'armature n°i) . . . . .	124
4.1	Propriétés géométriques de la structure en vraie grandeur . . . . .	138
4.2	Caractéristiques géométriques des armatures dans le cas de la structure en vraie grandeur . . . . .	139
4.3	Paramètres modaux de la structure de la dent de Tacconnaz . . . . .	142
4.4	Caractéristiques des signaux avalancheux reportés sur les diagrammes pression-impulsion . . . . .	161
4.5	Paramètres modaux de la structure poteaux-poutres à trois niveaux . . . .	164

5.1	Variables aléatoires considérées dans le modèle probabiliste et leurs caractéristiques statistiques . . . . .	184
5.2	Variables aléatoires prises en compte dans le modèle probabiliste suivant l'état limite considéré . . . . .	190
5.3	Caractéristiques des différents calculs Kernel Smoothing . . . . .	194



# Liste des symboles

$\alpha_R, \beta_R$	Coefficients de Rayleigh
$\bar{\epsilon}, \epsilon_{ij}$	Tenseur des déformations
$\bar{\sigma}, \sigma_{ij}$	Tenseur des contraintes
$\beta$	Coefficient correctif pour le cisaillement dans le modèle Mazars
$\ddot{u}$	Champ d'accélération
$\Delta p$	Pas de chargement (ou incrément de pression)
$\delta_{ij}$	Symbole de Kronecker
$\dot{\epsilon}$	Taux, vitesse de déformation
$\dot{u}$	Champ de vitesses
$\epsilon^p$	Déformation plastique
$\epsilon_c^c$	Déformation au pic de contrainte en compression du béton
$\epsilon_{d0}$	Seuil d'endommagement du béton dans le modèle Mazars
$\epsilon_{uc}^c$	Déformation à la rupture (ou ultime) en compression du béton
$\epsilon_{uc}^{pc}$	Déformation plastique à la rupture en compression du béton
$\epsilon_{ut}^c$	Déformation à la rupture (ou ultime) en traction du béton
$\epsilon_{ut}^{pc}$	Déformation plastique à la rupture en traction du béton
$\epsilon_u^s$	Déformation ultime de l'acier
$\gamma_0$	Module d'écrouissage cinématique dans le modèle Ricrag
$\kappa$	Déformation plastique cumulée du béton
$\nu^c$	Coefficient de Poisson du béton
$\nu^s$	Coefficient de Poisson de l'acier
$\rho^c$	Masse volumique du béton
$\rho^s$	Masse volumique de l'acier
$\sigma_1$	Contrainte principale dans la direction 1
$\sigma_2$	Contrainte principale dans la direction 2
$\tau$	Taux de chargement
$\zeta$	Fonction d'écrouissage du béton
$a_0$	Module d'écrouissage associé à la partie non linéaire dans le modèle Ricrag

$A_c$	Paramètre matériau du béton caractérisant l'asymptote finale en phase d'adoucissement de la courbe contrainte-déformation en compression, dans le modèle Mazars
$A_t$	Paramètre matériau du béton caractérisant l'asymptote finale en phase d'adoucissement de la courbe contrainte-déformation de traction, dans le modèle Mazars
$A_{Dir}$	Fragilité du béton en traction dans le modèle Ricrag
$A_{Ind}$	Fragilité du béton en compression dans le modèle Ricrag
$B_c$	Paramètre matériau du béton caractérisant l'asymptote initiale en phase d'adoucissement de la courbe contrainte-déformation de compression, dans le modèle Mazars
$B_t$	Paramètre matériau du béton caractérisant l'asymptote initiale en phase d'adoucissement de la courbe contrainte-déformation de traction, dans le modèle Mazars
$Betr$	Coefficient de réduction du module de cisaillement dans le modèle CEA
$C$	Matrice d'amortissement
$D$	Variable d'endommagement scalaire
$DAM1$	Endommagement dans la direction 1 dans le modèle CEA
$e$	Enrobage du béton
$e_b$	Épaisseur de la semelle de la structure
$E_h^s$	Module d'écrouissage de l'acier
$e_v$	Épaisseur du voile de la structure
$E_y$	Module d'Young du sol
$E_y^c$	Module d'Young du béton
$E_y^s$	Module d'Young de l'acier
$f(\sigma)$	Fonction de charge liée au béton
$f_c^c$	Résistance en compression du béton
$f_t^c$	Résistance en traction du béton
$f_{cc}^c$	Résistance en bi-compression du béton
$F_{ext}$	Forces extérieures appliquées
$F_{int}$	Forces de réaction internes
$f_{tr}^c$	Contrainte résiduelle en traction du béton
$f_u^s$	Limite ultime de l'acier
$f_y^s$	Limite élastique de l'acier
$F_{tc}$	Facteur de transfert de cisaillement dans le modèle BETON_INSA
$G_c$	Énergie de rupture du béton en compression

$G_f$	Énergie de fissuration du béton
$G_f^{ba}$	Énergie de fissuration du béton armé
$h$	Hauteur de la structure
$H^p$	Module d'écrouissage plastique du béton
$I_f$	Indice de fragilité du béton (Modèle Mazars)
$JFIS$	Indicateur d'état correspondant à l'initialisation de la fissuration dans le modèle BETON_INSA
$K$	Masse de rigidité (ou de raideur)
$k_n$	Rigidité normale du joint
$k_s$	Rigidité de cisaillement du joint
$L$	Longueur de la structure
$l$	Largeur de la structure
$l_c$	Longueur caractéristique liée à la régularisation des modèles numériques
$l_s$	Espacement moyen des fissures
$M$	Masse de masse
$P_{max}$	Pression maximale atteinte durant le chargement
$t_m$	Temps de montée en charge permettant d'atteindre la pression maximale
$t_{chgt}$	Temps de chargement réel, non nul
$t_{fin}$	Temps de chargement numérique
$t_{str}$	Temps caractéristique de la structure
$u$	Champ de déplacements





# Introduction générale

---

## Contexte

Le risque naturel "avalanches de neige" touche de nombreuses régions dans le monde et concerne en France environ 600 communes, réparties sur 15 départements. Les événements de grande ampleur qui ont touché la France au cours des dernières décennies illustrent l'enjeu sociétal lié au risque avalanche (Ancey, 2006). Dans le monde, 500 victimes liées aux avalanches sont à déplorer chaque année ([www.risquesmajeurs.fr](http://www.risquesmajeurs.fr)). En France, on dénombre chaque année environ 30 décès liés pour 95 % à la pratique des activités de loisirs et 37 blessés (Jarry, 2011). Certes, ce risque est mineur en termes de dommages à l'échelle du pays mais représente une contrainte certaine si l'on souhaite assurer la sécurité des personnes dans les habitations, la mobilité des personnes et des biens par la route et le rail et le développement des activités touristiques (Ancey, 2006). La catastrophe de Val d'Isère en février 1970, qui a fait 39 morts et détruit complètement un chalet de l'UCPA, a impulsé en France une véritable politique de prise en charge du risque basé sur la prévention (amélioration de la connaissance du phénomène, cartographie, prévision, réglementation, *etc.*) et la protection ([www.risquesmajeurs.fr](http://www.risquesmajeurs.fr)). De même, les événements de 1999, et notamment l'avalanche de Péclore à Montroc qui a fait 12 morts et détruit 14 chalets (Ancey *et al.*, 2000) et l'avalanche de Tacconnaz qui a endommagé les structures paravalanches situés en amont du hameau du même nom, ont montré l'importance de prendre en compte le risque avalanche et la nécessité de progresser en matière de connaissance sur l'interaction entre avalanches et obstacles.

Historiquement, la détermination de l'emplacement des bâtiments soumis à l'aléa avalanche ainsi que leur dimensionnement étaient effectués de manière empirique (Givry et Perfetini, 2004) : observation, bon sens, mémoire collective. Aujourd'hui, l'augmentation de la demande d'occupation des zones de montagne fait que de nouvelles approches doivent être utilisées pour assurer la protection des usagers (analyse du risque, Plans de Prévention des Risques, *etc.*). Compte tenu de la forte variabilité du phénomène avalanche (conditions climatiques, topographiques, *etc.*) et de l'extension des zones habitées, l'estimation du risque dans les zones exposées aux avalanches reste encore aujourd'hui un problème ouvert.

Deux composantes sont impliquées dans la définition du risque : l'aléa (intensité et

probabilité d'occurrence) et la vulnérabilité de l'élément exposé. Alors que la composante aléa est étudiée depuis fort longtemps (Voellmy, 1955) et continue de l'être (Naaïm *et al.*, 2004, 2013; Faug *et al.*, 2004; Eckert *et al.*, 2007, 2010b), l'étude de la vulnérabilité des biens et personnes est plus récente (Wilhelm, 1998; Barbolini *et al.*, 2004a,b; Fuchs *et al.*, 2007; Bertrand *et al.*, 2010; Favier *et al.*, 2014; Favier, 2014a).

L'étude du comportement mécanique de structures sous sollicitation avalancheuse dans des conditions *in situ* est abordée depuis environ une trentaine d'années. Une partie de ces études est dédiée à l'estimation de la pression exercée par une avalanche sur un obstacle (Schaer et Issler, 2001; Sovilla *et al.*, 2008a,b, 2010; Thibert *et al.*, 2008; Thibert et Baroudi, 2010; Faug *et al.*, 2010; Caccamo, 2012; Caccamo *et al.*, 2012) mais aujourd'hui, les thématiques de recherches s'orientent également vers la quantification de l'efficacité structurelle. Ainsi, des études du comportement structurel ont été menées afin de caractériser l'endommagement de la structure sous sollicitation avalancheuse. Les structures étudiées sont constituées soit de béton armé (Berthet-Rambaud, 2004; Berthet-Rambaud *et al.*, 2007; Bertrand *et al.*, 2010; Daudon *et al.*, 2013; Favier *et al.*, 2014; Favier, 2014a) soit de moellons dans le cas des structures maçonnées (Bonnevie *et al.*, 2003; Bui *et al.*, 2009). Sous ces chargements extrêmes hors plan, les processus d'endommagement et de ruine des structures restent encore aujourd'hui mal compris. Les caractéristiques spatio-temporelles de la sollicitation appliquée ainsi que la répartition des contraintes au sein de la structure sont mal identifiées. Les approches numériques et expérimentales développées par Berthet-Rambaud *et al.* (2007) ont permis de souligner ces aspects. Ces derniers font partie des principaux verrous auxquels il est nécessaire d'apporter des éléments de réponse.

Dans ce contexte, l'objet de ce travail de thèse est de traiter de l'évaluation de la vulnérabilité physique (c'est-à-dire de la vulnérabilité structurelle) des ouvrages de génie civil menacés par les avalanches ainsi que d'apporter des éléments quant à leur dimensionnement.

## Objectifs

De nombreuses études sur le comportement d'éléments de structure (poteau, poutre, portique et dans une moindre mesure voile) sont disponibles dans la littérature et alimentent les codes de construction sous chargement statique et dynamique. Toutefois, si le comportement dynamique de structures de type colonne ou portique a été largement exploré (Park et Ang, 1985; Fardis et Panagiotakos, 1997; Kappos, 1997; Williams et Sexsmith, 1997), il n'en est pas de même des structures de type plaque ou voile. Jus-

qu'à présent, le comportement dynamique en cisaillement plan (cas des séismes) a plutôt été préférentiellement traité (Ile, 2000; Kotronis, 2000; Brun, 2002; Brun *et al.*, 2003) et l'étude sous sollicitation hors plan reste donc encore à approfondir.

## Modélisation numérique d'une structure en béton armé sous sollicitation hors plan

Le premier volet de la thèse consiste à étudier à l'aide de la modélisation numérique le comportement d'une structure de protection en béton armé sollicitée par des chargements quasi-statiques hors plan. Une fois le modèle numérique calé sur des expérimentations à échelle réduite, l'objectif est de simuler le comportement d'une structure de protection type en béton armé soumise à un chargement avalancheux mesuré *in situ* (Berthet-Rambaud *et al.*, 2008; Thibert *et al.*, 2008; Thibert et Baroudi, 2010) afin d'identifier les principaux paramètres intervenant dans l'explication des dommages. Un ouvrage de protection situé dans la zone d'écoulement du couloir avalancheux de Taconnaz a été pris comme exemple d'application. Cette structure est susceptible d'être fortement sollicitée, et donc dégradée, par des avalanches de forte magnitude. L'objectif est l'apport de connaissances concernant le comportement des structures en béton armé sollicitées de manière hors plan par des chargements répartis, dans des conditions voisines de celles rencontrées *in situ* lorsqu'un ouvrage interagit avec une sollicitation avalancheuse.

## Étude de vulnérabilité

Le second volet de la thèse porte sur l'évaluation de la vulnérabilité de la structure selon deux approches. La première consiste à décrire de façon déterministe les dommages subis (définis selon un indice de dommage) en fonction de l'intensité de l'aléa. Elle permet d'établir des courbes de vulnérabilité pour des structures dont on fait varier divers paramètres. La seconde approche est de type probabiliste et consiste à définir des courbes de fragilité décrivant la probabilité de dépasser un niveau de dommage en fonction de l'intensité de l'aléa. Cette dernière approche permet de prendre en compte les incertitudes liées entre autres aux paramètres caractérisant les matériaux constitutifs de l'ouvrage. L'objectif est *in fine* d'améliorer d'une part le dimensionnement des ouvrages de protection paravalanches et d'autre part d'apporter des éléments complémentaires pour affiner le calcul du risque à l'aval de ces ouvrages.

## Présentation du mémoire

Le présent mémoire est organisé en cinq chapitres :

- La première partie présente l'état de l'art en matière de risque avalancheux. Après une présentation des principaux enjeux exposés à cet aléa, les outils de mitigation utilisés pour gérer ce risque sont présentés. Un focus particulier sur les ouvrages de protection en béton armé est notamment proposé.
- La deuxième partie décrit la méthode des éléments finis retenue pour étudier le comportement des structures en béton armé sous sollicitation avalancheuse. Les comportements du béton armé et de ses constituants observés expérimentalement sont ensuite présentés et des modèles rhéologiques basés sur les théories de la plasticité et/ou de l'endommagement proposés et détaillés en vue de décrire ces comportements au sein de la méthode éléments finis.
- Le calage des modèles numériques est ensuite présenté. Il est effectué sur la base d'un test *pushover* réalisé en laboratoire sur une structure à échelle réduite. Le modèle permettant d'obtenir la meilleure adéquation entre résultats numériques et données expérimentales est au final retenu en vue d'étudier la structure réelle soumise à des chargements de type avalancheux.
- Une analyse paramétrique permettant de caractériser l'influence du signal avalancheux sur le comportement de la structure réelle est ensuite proposée. La construction de diagrammes pression-impulsion, similaires à ceux utilisés dans le domaine de l'explosion, permet de distinguer théoriquement trois types de comportement de la structure : quasi-statique, dynamique et impulsionnel. La comparaison des résultats obtenus avec des signaux réels avalancheux permet d'apporter des informations concernant la nature de la réponse de la structure face à ce type de sollicitation.
- Le dernier chapitre traite de la vulnérabilité de la structure; des courbes d'une part de vulnérabilité et d'autre part de fragilité sont proposées. Les premières sont utilisées pour préciser l'influence des paramètres géométriques de la structure sur sa vulnérabilité finale. Les courbes de fragilité, quant à elles, précisent l'influence des caractéristiques des matériaux constitutifs sur la résistance de la structure.

*Nota bene* : Ce travail de thèse a fait l'objet d'une publication dans CRST (Cold Regions Science and Technology) présentée en annexe 2 (Ousset *et al.*, 2015).

# État de l'art en risque avalanche

---

## 1.1 Risque avalanche en Europe

### 1.1.1 Enjeux, aléa et vulnérabilité

#### 1.1.1.1 Problématique sociétale

Le risque avalanche est l'un des principaux risques naturels en montagne (avec les chutes de blocs et les laves torrentielles). À l'échelle du pays, environ 600 communes sur 36 000 (soit un peu moins de 2%) sont concernées par les avalanches de neige, principalement dans les Alpes et les Pyrénées (Ancey, 2006), et ce globalement du mois de novembre au mois de mai. A l'échelle européenne, ce risque existe dans l'ensemble des pays de l'arc alpin et plus particulièrement en Suisse, Autriche et Italie mais également en Slovaquie, Pologne, Scandinavie et en Islande. En France, on dénombre chaque année en moyenne 30 décès liés pour 95 % à la pratique des activités de loisirs et 37 blessés (Jarry, 2011). Le tourisme d'hiver est fortement concerné par ce risque avalancheux, alors même que c'est un secteur économique en forte augmentation et essentiel pour ces communes et, plus généralement, pour le pays entier. De nombreux hivers meurtriers sont restés dans la mémoire collective. L'avalanche de février 1970 a complètement détruit le chalet de l'UCPA à Val d'Isère et fait 39 morts et a initié au niveau national une véritable politique de prévention du risque avalancheux. En février 1999, plus de soixante victimes ont été à déplorer dans les Alpes du Nord : à Montroc, près de Chamonix (17 chalets détruits, dont un exemple est présenté à la figure 1.1, 12 morts), à Evolène en Suisse (9 chalets ensevelis, 12 morts) et dans les stations de Galtür et Valzür en Autriche (38 morts) (Ancey *et al.*, 2000; Berthet-Rambaud, 2004). Plus récemment, les événements avalancheux de décembre 2008 qui se sont produits dans le sud des Alpes Françaises (Queyras et Mercantour) ont largement dépassé les limites extrêmes des plus grosses avalanches répertoriées jusqu'alors. Ils ont causé la fermeture de plusieurs routes de montagne et isolé ainsi le hameau de Ristolas (massif du Queyras) et les stations de sports d'hiver telles qu'Isola 2000 (massif du Mercantour). Plusieurs habitations récentes mais également des chalets anciens datant de plusieurs centaines d'années et situés dans des secteurs supposés jusqu'alors sûrs ont

également été touchés. Aucun mort n'a heureusement été recensé (Gaucher *et al.*, 2009; Eckert *et al.*, 2010a). Des avalanches extrêmes ont également été observées dans la région piémontaise de l'Italie et 6 habitations détruites ou fortement endommagées (Maggioni *et al.*, 2009).



FIGURE 1.1 – Chalet détruit à Montroc, en Haute-Savoie, en février 1999 (Source : C. Ancey)

Alors que les pertes humaines liées à la pratique du ski hors-piste sont relativement bien tolérées du fait qu'elles sont de la responsabilité des skieurs eux-mêmes, les pertes humaines liées à des dégâts survenus aux habitations ou sur des infrastructures sont difficilement acceptées par la population. Durant les derniers siècles, par manque de moyens, les habitants des secteurs de montagne ont dû accepter un haut niveau de risque. Aujourd'hui, cette même catégorie géographique d'habitants réclame le même niveau de sécurité que partout ailleurs en France. En conséquence, une demande sociale forte existe pour plus de protection dans les communes de montagne.

Le risque avalancheux a également un coût à la fois en termes de réparation ou de reconstruction des biens endommagés ou détruits mais aussi en termes de protection et d'économie en général. Durant l'hiver 1998-99, les dégâts matériels ont par exemple été évalués par le SLF de Davos à près de 600 millions d'euros en Suisse et extrapolés à environ 2 000 milliards d'euros pour l'ensemble des Alpes. En vue de protéger le hameau de Tacconnaz, près de Chamonix, un dispositif de protection a dû être réalisé dans les années 1990 dont le coût a dépassé les 5 millions d'euros. Trois sortes de biens sont généralement distingués : (i) les zones urbanisées, (ii) le domaine skiable des stations de sport d'hiver et (iii) les axes de communication (routes, chemin de fer, *etc.*). Pour les habitations,

l'évaluation économique des dommages est calculée à partir des coûts de remboursement effectués par les assurances et des coûts de reconstruction et de protection (Johannesson et Arnalds, 2001; Fuchs et Bründl, 2005). Des analyses coût-bénéfice peuvent également aider les élus à faire face à des décisions difficiles en termes de protection et d'aménagement (Fuchs *et al.*, 2007; Eckert *et al.*, 2012). Pour les stations de sports d'hiver, le coût de l'impact d'une avalanche est estimée de façon similaire et la question de la pertinence de la réparation des ouvrages endommagés et de leur mise en sécurité à l'aide de paravalanches se pose également. Suite à l'avalanche du 2 mars 2012 qui a fortement endommagé un en fonctionnement dans la station de sports d'hiver de Saint-François-Longchamp, une analyse coût-bénéfice a par exemple été réalisée et une optimisation du coût effectuée pour que le coût de la protection (environ 260 000 euros) n'excède pas celui des dommages (estimé à 360 000 euros) (Roudnitska, 2013). En ce qui concerne la fermeture provisoire de routes en raison des avalanches, l'impact financier, bien que délicat à évaluer, peut aussi être très important. De telles fermetures peuvent en effet isoler des vallées complètes et avoir des conséquences graves pour l'économie, particulièrement le tourisme, mais aussi sur l'organisation publique (accès aux écoles, aux hôpitaux, *etc.*). Leone *et al.* (2014) ont récemment réalisé une étude permettant d'évaluer l'impact des avalanches en termes d'accessibilité dans les Alpes du Sud françaises.

Face à ce constat de la nécessité de prendre en compte le risque avalancheux se pose alors la question de son évaluation.

### 1.1.1.2 Estimation du risque

La définition usuelle donnée pour le risque naturel est le produit de l'aléa et de la vulnérabilité, c'est-à-dire la confrontation d'un aléa et d'enjeux, dans une zone géographique donnée. Les enjeux peuvent être humains, économiques ou environnementaux.

Cette définition étant très générale et insuffisamment précise pour évaluer quantitativement le risque, divers auteurs ont proposé des formules, comme par exemple dans le domaine des avalanches (Fuchs *et al.*, 2007; Eckert *et al.*, 2012). Le risque est alors défini comme étant fonction de la probabilité d'occurrence de l'aléa combinée à la probabilité d'exposition des enjeux et de la quantité de dégâts occasionnés à ces enjeux. Par exemple, la formule la plus récente proposée par Eckert *et al.* (2012) pour définir le risque avalancheux  $R_w$  affectant un système global  $w$  est la suivante :

$$R_w = E_y \left[ \sum_{z \in w} q(z_w) z_w v(z, y) \right] = \sum_{z \in w} q(z_w) z_w \int p(y) v(z, y) dy \quad (1.1)$$

Cette équation indique que le risque  $R_w$  est la moyenne mathématique des consé-



quences de l’activité avalancheuse sur le système  $w$ , ce dernier étant généralement constitué de plusieurs éléments  $z_w$  qui peuvent être des personnes, des voies de circulation, un village tout entier, *etc.* Les conséquences pour chaque élément sont estimées à l’aide du produit  $z_w v(z, y)$  où  $z_w$  fait référence à la nature de l’enjeu exposé et  $v(z, y)$  désigne la vulnérabilité de l’élément  $z$  exposé à l’avalanche  $y$ . Le terme  $q(z_w)$  est un facteur de pondération lié à l’exposition de l’élément  $z$ , égal généralement à la fraction du temps durant laquelle l’élément  $z_w$  est exposé.  $p(y)$  est la distribution de probabilité des événements avalancheux  $y$  définie localement.

Dans tous les cas, la détermination du risque nécessite la quantification des deux composantes aléa et vulnérabilité.

#### – Composante aléa

La difficulté liée à la caractérisation de l’aléa avalanche est que celui-ci est multivarié. De nombreuses variables telles que l’extension de l’aléa<sup>1</sup>, les champs de vitesse et de pression, le volume de dépôt, *etc.* doivent ainsi être quantifiées (Eckert *et al.*, 2010c).

Pour améliorer la compréhension du phénomène avalancheux et en conséquence la prévention des risques, des informations de plus en plus précises sur la caractérisation des avalanches ont progressivement été accumulées. Le développement *in situ* de sites expérimentaux équipés de systèmes de déclenchement artificiel et de capteurs (Gubler *et al.*, 1986; Issler, 1999; Sovilla *et al.*, 2008a; Thibert et Baroudi, 2010) a permis de multiplier les observations de terrain. Par ailleurs, des expériences sur modèles réduits employant soit directement de la neige (Bouchet, 2003; Bouchet *et al.*, 2004) soit des matériaux analogiques souvent de nature granulaire (Faug *et al.*, 2010) ont petit à petit vu le jour, permettant de pallier la difficulté d’observation d’avalanches réelles en zone de montagne.

Ces informations ont été intégrées dans des modèles numériques déterministes de plus en plus poussés (Voellmy, 1955; Salm *et al.*, 1990; Naaïm *et al.*, 2004) dont les objectifs sont multiples (meilleure compréhension du phénomène, caractérisation des conditions de déclenchement, détermination des zones à risque, *etc.*) et dont il est difficile de dresser ici une liste exhaustive. Parallèlement à ces modèles déterministes, des modèles statistiques (McClung et Lied, 1987) ont également été développés de façon à décrire la probabilité d’occurrence des avalanches de grande distance d’arrêt. Enfin, de nouvelles approches combinant données historiques, statistique et modélisation dynamique d’écoulement sont de nos jours proposées (Eckert *et al.*, 2010b,c).

---

1. caractérisée en 2D par ce qu’on appelle la distance d’arrêt correspondant à la distance atteinte par l’avalanche et en 3D par la surface touchée.

– Composante vulnérabilité

Alors que la composante aléa du risque est ainsi depuis fort longtemps étudiée, la prise en compte de la vulnérabilité est quant à elle plus récente. La vulnérabilité est une notion qui repose sur l'évaluation des conséquences d'un aléa naturel sur le plan économique, humain ou environnemental (Leone et Vinet, 2005). Plusieurs types de vulnérabilité peuvent ainsi être distingués suivant la façon dont cette composante est définie : évaluation du coût des dommages (on parle alors de vulnérabilité économique), des pertes matérielles (vulnérabilité physique), des pertes humaines (vulnérabilité humaine) ou des impacts environnementaux (vulnérabilité environnementale).

Dans le domaine des avalanches, on retrouve l'ensemble de ces approches économique (Fuchs *et al.*, 2007), physique (Wilhelm, 1998; Keylock et Barbolini, 2001; Barbolini *et al.*, 2004a; Bertrand *et al.*, 2010; Favier, 2014a) et humaine (Arnalds *et al.*, 2004; Jonasson *et al.*, 1999; Barbolini *et al.*, 2004a). Par ailleurs, on est progressivement passé d'une estimation de la vulnérabilité à dire d'expert (Wilhelm, 1998) ou *via* des formules empiriques, sur la base de données de terrain (Jonasson *et al.*, 1999; Barbolini *et al.*, 2004a) à des modèles numériques déterministes (Bertrand *et al.*, 2010). Plus récemment, Favier (2014a) a proposé d'estimer la vulnérabilité physique du bâti à l'aide d'une approche couplant modèles mécanique et probabiliste.

## 1.1.2 Caractéristiques de l'aléa "avalanche"

### 1.1.2.1 Types d'avalanches

Le terme "avalanche de neige" désigne un écoulement rapide d'une masse importante de neige sous l'effet de la gravité, suite à une rupture du manteau neigeux. Ce mouvement étant transitoire, on distingue usuellement trois zones dans une avalanche : la zone de départ où se produit la rupture initiale du manteau neigeux et s'initialise le mouvement, la zone d'écoulement plus ou moins chenalisé où transite l'écoulement et la zone d'arrêt de pente faible voire négative où s'effectuent la décélération et l'arrêt de l'avalanche et où se situent presque toujours les éventuels enjeux. Derrière ces définitions simples se cachent cependant des phénomènes variés pouvant être classifiés selon le type de neige (avalanches de neige poudreuse, humide, récente, *etc.*), le mode de départ (avalanches de plaques, départ ponctuel, *etc.*), la saison (avalanches de printemps), la surface de glissement (avalanches de fond ou au contraire superficielles) ou encore le mode d'écoulement, *etc.*

Comme précisé par Ancey et Charlier (1996), du point de vue de la physique du phénomène, la classification des avalanches la plus pertinente repose sur le mode d'écoulement

et distingue trois types d'avalanches :

- l'avalanche de neige dense (figure 1.2)

Si la masse volumique de la neige qui s'écoule le long de la pente reste voisine ou supérieure à la densité initiale du manteau neigeux (typiquement entre 200 et 500 kg/m<sup>3</sup>), l'écoulement est considéré comme une avalanche dense. D'une épaisseur de quelques mètres en moyenne (pouvant varier entre 1 et 10 mètres), elle suit relativement bien les couloirs naturels et est caractérisée par une vitesse inférieure à 30 m/s.



FIGURE 1.2 – Avalanches de neige dense, au col du Lautaret dans les Hautes-Alpes (Source : F. Valla - Irstea)

- l'avalanche de neige poudreuse ou avalanche aérosol (figure 1.3)

Ce type d'avalanches est caractérisé par une forte incorporation d'air dans l'écoulement (d'où une masse volumique très faible de l'ordre de 1 à 10 kg/m<sup>3</sup>) permettant la formation d'un nuage de particules de glace en suspension. Les avalanches aérosol se caractérisent par un écoulement turbulent composé de grandes volutes semblable à un nuage et peuvent atteindre 100 m de haut et des vitesses de 100 m/s. Une avalanche de neige poudreuse ne suit pas le relief et peut remonter le versant opposé sur plus de 200 m.

- l'avalanche mixte

Les avalanches aérosol ne sont que très rarement présentes seules dans la nature. Elles recouvrent presque toujours une partie dense en contact avec le lit du couloir. On parle dans ce cas d'avalanches mixtes, même si la phase dense reste souvent invisible.

Les avalanches de neige provoquent des dégâts importants. Ces dommages dépendent fortement du type d'avalanche, du volume de neige mis en mouvement et des caractéristiques géométriques et topographiques du couloir. Les avalanches de neige denses provoquent des dégâts liés à leur forte densité alors que ceux produits par les aérosols sont



FIGURE 1.3 – Avalanche de neige poudreuse, versant nord du K2 en Himalaya (Source : P. Beghin - Irstea)

essentiellement dus à l'effet de souffle et de turbulence. Le dimensionnement des ouvrages de protection contre les avalanches ne prend cependant en compte que la partie dense de l'avalanche, la partie aérosol étant supposée dans la plupart des cas située au-dessus de la structure.

#### 1.1.2.2 Sites d'essais grandeur nature

Afin d'améliorer la connaissance de la dynamique des avalanches, et plus particulièrement l'interaction entre les avalanches et différents types de structures, plusieurs sites expérimentaux grandeur nature se sont progressivement mis en place en Europe. Sont répertoriés ci-dessous les sites encore étudiés à l'heure actuelle :

- le site du Lautaret dans les Alpes Françaises, en activité depuis 1973 ;
- le site de Ryggfonn en Norvège, en activité depuis 1983 ;
- le site de la vallée de la Sionne dans les Alpes Suisses, en activité depuis 1997-1998 ;
- le site de Tacconnaz dans les Alpes Françaises, en activité depuis 2009 ;
- et enfin, le site de Seehore dans la Vallée d'Aoste en Italie, en activité depuis 2009-2010.

Le premier site expérimental, dont certaines données sont présentées au chapitre suivant et utilisées au chapitre 4, est celui situé au col du Lautaret dans les Alpes Françaises. Ce site est étudié depuis les années 1970 (Issler, 1999) et deux couloirs avalancheux (1 et 2) ont été équipés de capteurs en 2002 (Berthet-Rambaud *et al.*, 2005, 2008), placés sur une plaque de 1 m<sup>2</sup> pour le couloir 1 et sur un tripode de 4 m de hauteur pour le couloir 2 (Figure 1.4). Des avalanches de neige dense petites à moyennes (de 500 à 10 000 m<sup>3</sup> (Thibert et Baroudi, 2010)) s'y produisent avec parfois le développement d'un petit



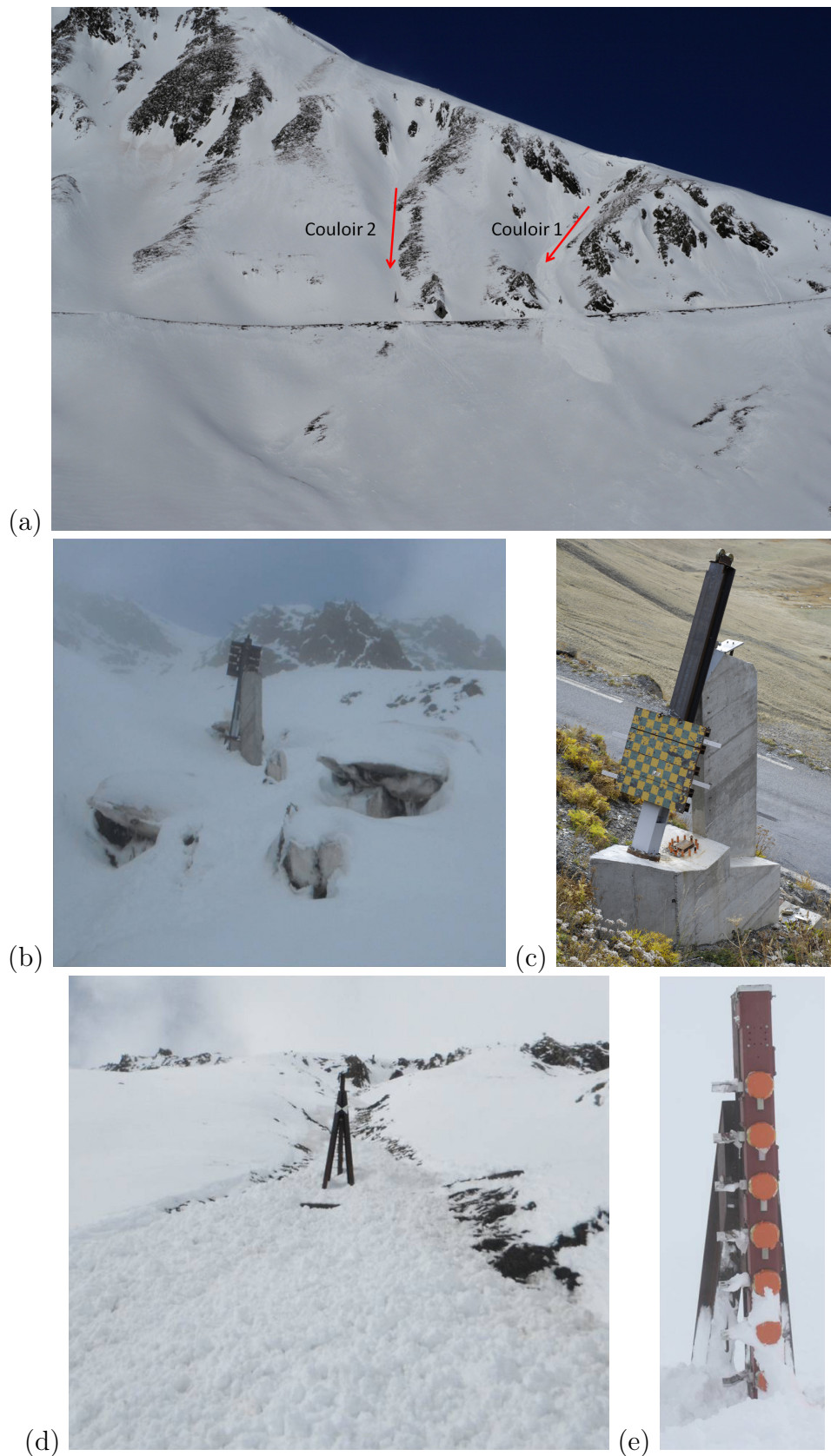


FIGURE 1.4 – (a) Site expérimental du Lautaret, (b),(c) plaque instrumentée dans le couloir 1 et (d),(e) tripode instrumenté dans le couloir 2

aérosol. Les distances de parcours varient pour les deux couloirs de 500 à 800 m sur une pente moyenne de  $36^\circ$ . Le site expérimental actuel est décrit de façon plus détaillée par Ravanat *et al.* (2012) et Thibert *et al.* (2013a,b).

Le site expérimental de Ryggfonn présenté à la figure 1.5a et décrit par Gauer et Kristensen (2013) est un couloir avalancheux situé dans l'ouest de la Norvège qui a été instrumenté en 1980. Le couloir présente une dénivelée de 900 m, une longueur totale de 2 000 m et une pente moyenne de  $30^\circ$  de la zone de départ jusqu'à la zone d'arrêt des écoulements matérialisée par une digue de 100 m de long et 16 m de haut (figure 1.5b). Les avalanches observées sur ce site peuvent être naturelles ou déclenchées artificiellement. Les volumes oscillent entre 5 000 et 500 000 m<sup>3</sup>, avec une vitesse maximale d'écoulement mesurée de 60 m/s. Un poteau équipé de jauges de déformation installé au sommet de la digue d'arrêt permet actuellement de mesurer les caractéristiques des avalanches de neige poudreuse (figure 1.5c).



FIGURE 1.5 – (a) Site expérimental de Ryggfonn, en Norvège, (b) digue d'arrêt sur laquelle repose le poteau instrumenté présenté en (c) (Source : [www.leeds.ac.uk/ satsie/ryggfonn](http://www.leeds.ac.uk/satsie/ryggfonn))

Le second site expérimental dont des données sont utilisées dans la présente étude est situé dans la Vallée de la Sionne dans les Alpes Suisses. Ce site a été très largement décrit par Issler (1999); Sovilla *et al.* (2008a,b); Baroudi *et al.* (2011). Le couloir avalancheux étudié fait environ 2700 m de long et a une dénivelée de 1300 m. On peut y observer des avalanches de neige denses sèches ou humides de plus grande ampleur qu'au Lautaret (pouvant mobiliser des volumes supérieurs à 100 000 m<sup>3</sup>), naturelles ou déclenchées artificiellement. Un pylône de 20 mètres de haut, 60 cm d'épaisseur et 1,5 m de large (figure 1.6b) situé dans la zone d'écoulement des avalanches (figure 1.6a) est équipé de capteurs de vitesse, accélération, pression, *etc.*

Le dernier site équipé, dont les signaux mesurés sont ici exploités, est situé à Tacconnaz dans les Alpes Françaises près de Chamonix et décrit par Caccamo (2012) puis Bellot





FIGURE 1.6 – (a) Site expérimental de la Vallée de la Sionne, en Suisse et (b) pylône instrumenté dont la situation dans le couloir avalancheux est précisé sur la figure (a) en rouge (Sovilla *et al.*, 2008a)



FIGURE 1.7 – (a) Site expérimental de Taconnaz et situation des trois tas freineurs équipés de capteurs de vitesse et de pression, (b) tas freineur avant équipement et (c) après équipement (Caccamo, 2012)

*et al.* (2013). Ce couloir est réputé comme étant un des couloirs avalancheux les plus importants en France. Il s'étend sur une longueur de 7500 m avec une pente moyenne de  $25^\circ$  et engendre des avalanches de neige dense et mixte. Sa particularité est la vaste étendue de la zone de déclenchement conduisant à des avalanches de grande ampleur (volume centennal estimé à  $1\,600\,000\text{ m}^3$  par Naaïm *et al.* (2010)), avec présence de glaciers d'où la présence de blocs de glace au sein même de certaines avalanches. Trois tas freineurs du dispositif de protection de Tacconnaz ont été équipés de capteurs de vitesse et de pression en 2009 comme spécifié à la figure 1.7. Ces ouvrages en terre armée de 7,5 m de haut et 14 m de large situés en amont du dispositif ont actuellement pour vocation d'étaler l'écoulement avalancheux.

Enfin, le site de Seehore décrit par Segor *et al.* (2013) est situé dans le haut de la vallée du Lys en Italie au sein même de la station de sports d'hiver de Monterosa, dans le nord-ouest des Alpes italiennes (figure 1.8a). Bien que la plupart des avalanches étudiées sont déclenchées artificiellement, les avalanches naturelles font également l'objet d'enregistrements. Ces avalanches sont d'ampleur petite à moyenne, le couloir avalancheux présentant une dénivelée de 300 m, une longueur de 500 m et une pente de  $28^\circ$ . Un obstacle vertical de 4 m de haut (figure 1.8b) est implanté dans la zone d'écoulement des avalanches. Un assemblage de 5 plaques d'aluminium, d'une surface totale de  $1\text{ m}^2$  et pouvant se déplacer dans le sens de la hauteur, permet de mesurer la pression d'impact. Les vitesses sont mesurées sur les bords de la surface d'impact.

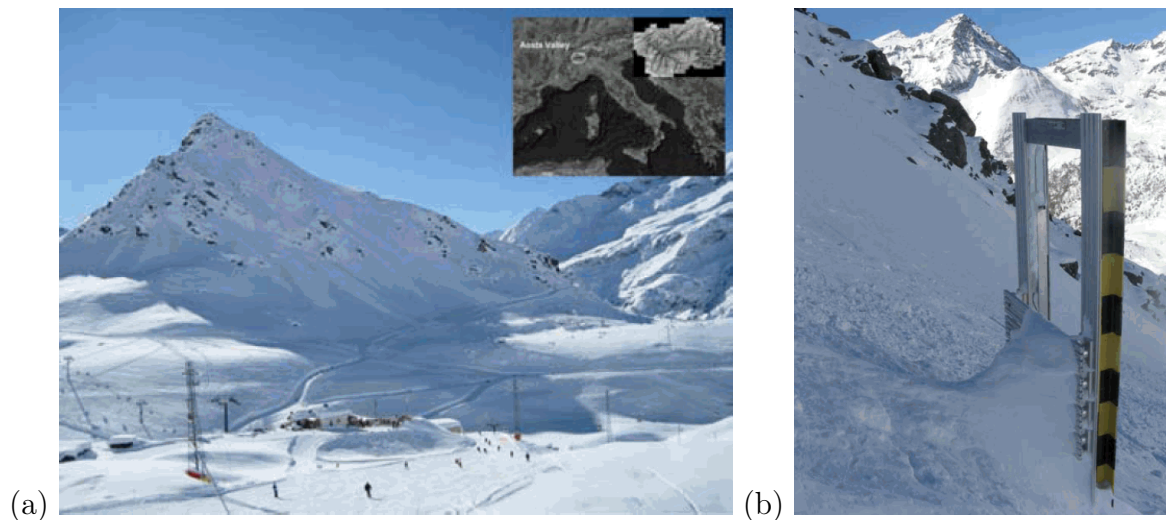


FIGURE 1.8 – (a) Site expérimental de Seehore, en Italie et (b) obstacle équipé de capteurs de mesure (Segor *et al.*, 2013)



### 1.1.2.3 Données expérimentales *in situ*

Les données issues de tels sites expérimentaux portent essentiellement sur la pression d'impact générée par les avalanches sur un obstacle et ont permis d'améliorer la connaissance du coefficient de traînée à prendre en compte pour le dimensionnement des ouvrages tel qu'il est pratiqué actuellement et qui est présenté plus loin. Elles ont de plus permis de quantifier les variations à la fois spatiale (figures 1.9 et 1.10a) et temporelle de la sollicitation (figure 1.10b) (Holzinger et Hubl, 2004; Schaer et Issler, 2001; Sovilla *et al.*, 2008a,b; Thibert *et al.*, 2008; Baroudi *et al.*, 2011).

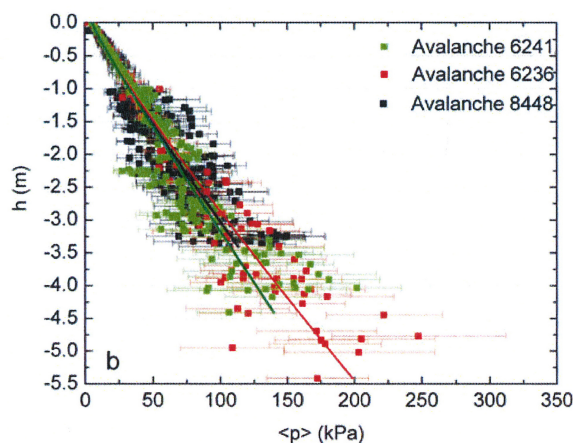


FIGURE 1.9 – Profil de pression spatial d'une avalanche de neige humide réelle (Sovilla *et al.*, 2010)

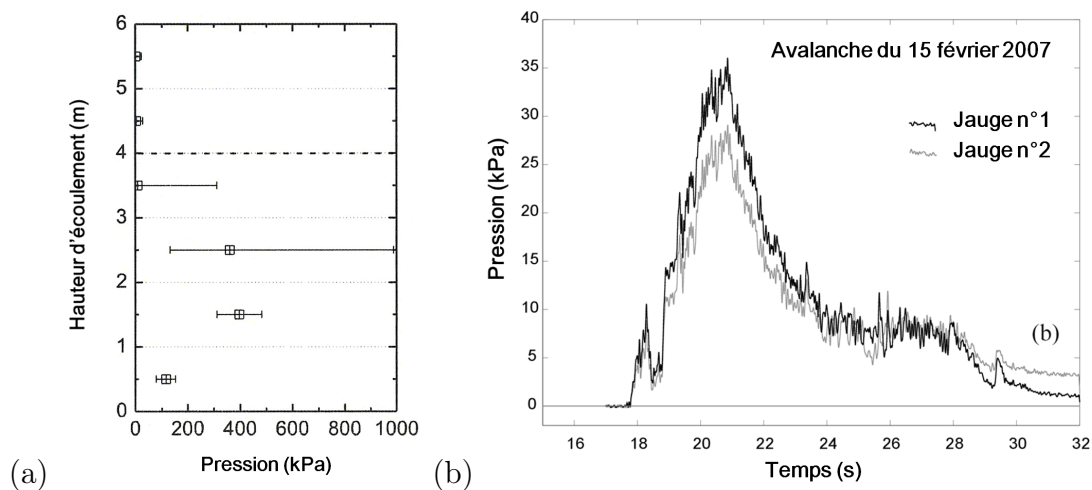
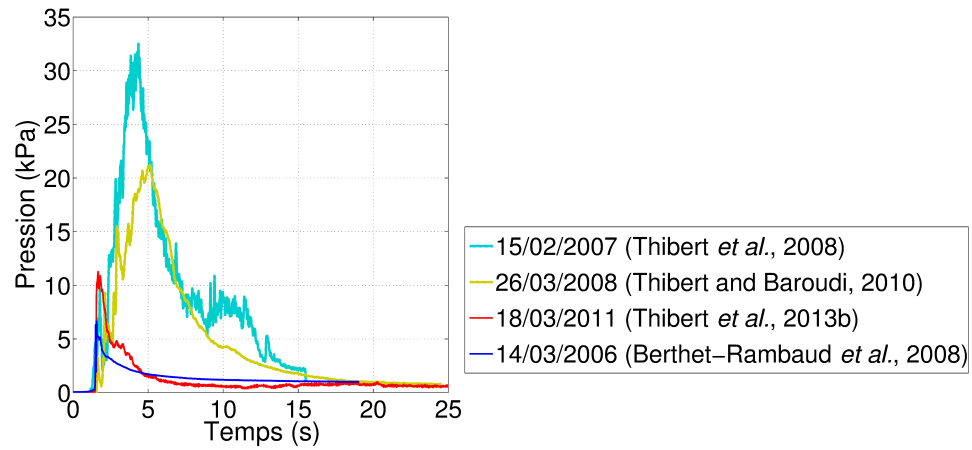
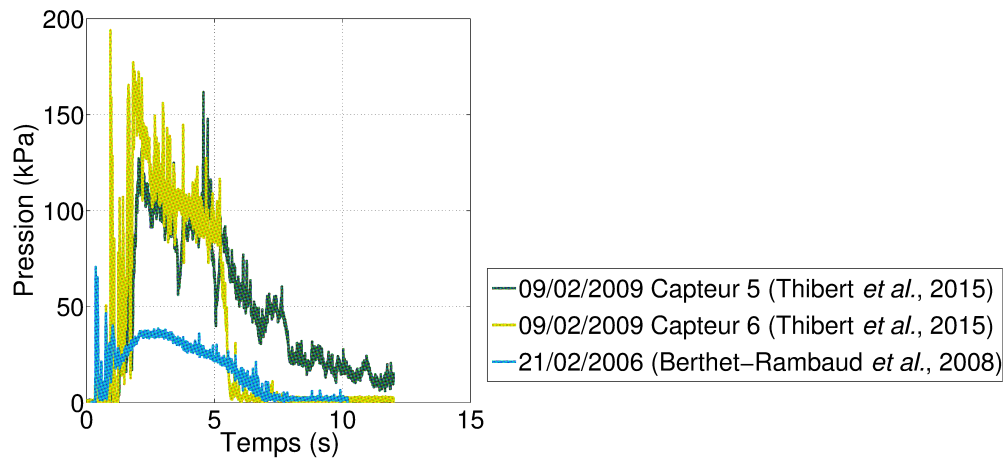


FIGURE 1.10 – Profil de pression (a) spatial (Sovilla *et al.*, 2008a) et (b) temporel (Thibert *et al.*, 2008) d'une avalanche de neige dense réelle



(a)



(b)

FIGURE 1.11 – Signaux de pression avalancheuse mesurés au Lautaret (a) dans le couloir 1 et (b) dans le couloir 2

Les données utilisées dans la présente étude traitent de la variation temporelle de la pression qu'exerce une avalanche sur un obstacle. De telles données sont notamment disponibles en quantité importante sur le site du Lautaret, à la fois dans les couloirs 1 et 2 (Berthet-Rambaud *et al.*, 2008; Thibert *et al.*, 2008; Thibert et Baroudi, 2010; Thibert *et al.*, 2013b, 2015). Les signaux utilisés sont représentés à la figure 1.11. En ce qui concerne l'avalanche du 9 février 2009, deux mesures sont utilisées provenant des capteurs 5 et 6 situés respectivement à 1,25 et 1,5 m du sol.

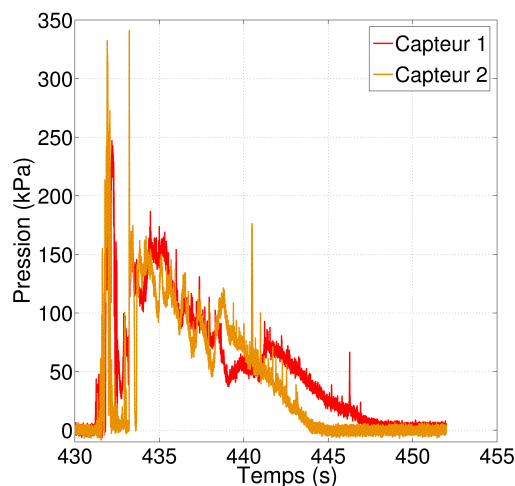


FIGURE 1.12 – Signaux avalancheux mesurés dans la Vallée de la Sionne au niveau des capteurs 1 et 2, respectivement à 1,5 et 2,5 m du sol (Baroudi *et al.*, 2011)

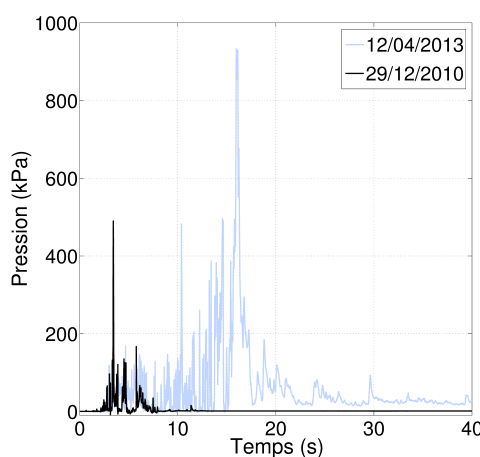


FIGURE 1.13 – Signaux avalancheux mesurés à Tacconnaz les 29 décembre 2010 et 12 avril 2013 par le capteur de pression situé sur le tas 3, à 5,35 m du sol (Bellot *et al.*, 2013)

Les données en provenance du site de la Vallée de la Sionne, traitées par Baroudi *et al.*

(2011) et présentées à la figure 1.12, ont été mesurées lors de l'épisode avalancheux du 4 décembre 2008 sur les capteurs 1 et 2 respectivement situés à 1,5 et 2,5 m de hauteur, dans la partie dense de l'avalanche.

Enfin, deux événements avalancheux (Figure 1.13) ont été enregistrés respectivement les 29 décembre 2010 et 12 avril 2013 sur le site de Tacconnaz au niveau du tas 3 à 5,35 m du sol et sont utilisés à titre de comparaison.

## 1.2 Outils de mitigation à disposition

Du fait de la rapidité extrême des événements avalancheux, l'évacuation de la population menacée n'est pas envisageable après déclenchement du phénomène. Il convient donc d'agir en amont sur la réduction de la vulnérabilité des enjeux, c'est-à-dire sur la limitation des éventuels dommages : on parle alors de mitigation. Sur le court terme, la prévision au jour le jour est donc très importante afin d'anticiper les situations critiques et selon les cas d'alerter la population en conseillant aux personnes de rester chez elles (préférentiellement dans leur cave ou des parties de bâtiment renforcées) ou de procéder à des évacuations préventives. Sur le long terme, les zonages du risque doivent permettre d'éviter la construction de nouvelles habitations dans des zones potentiellement à risque. La construction d'ouvrages paravalanches permanents peut aussi dans certains cas être envisagée.

### 1.2.1 Surveillance

En France, la surveillance du risque avalancheux est effectuée par Météo France et repose sur l'acquisition en temps réel de données météorologiques, la modélisation numérique de l'évolution du manteau neigeux à l'échelle de massifs montagneux et une synthèse experte effectuée par les prévisionnistes. Cette surveillance se traduit par l'édition d'un bulletin d'estimation du risque d'avalanche (BRA) qui donne à l'échelle d'un massif des indications sur l'état du manteau neigeux en fonction de l'altitude, de l'exposition et du relief avec en synthèse une estimation du risque basée sur une échelle européenne graduée de 1 (indice de risque faible) à 5 (indice de risque très fort). Cette surveillance est plus spécifiquement destinée aux pratiquants de la montagne en dehors des pistes balisées et ouvertes (skieurs, randonneurs, alpinistes) mais peut aussi conduire à des déclenchements préventifs d'avalanches, largement utilisés pour la protection des domaines skiables et des routes ou des évacuations préventives de la population.

## 1.2.2 Zonage du risque

La prévention peut se faire sur le plan de l'aménagement du territoire, en limitant les constructions en zone à risque. Pour ce faire, des zonages sont ainsi établis selon deux niveaux de cartographie.

La première cartographie dénommée Carte de Localisation des Phénomènes d'Avalanche (CLPA) dont un exemple est fourni à la figure 1.14 est un document technique sur lequel figurent deux limites de couloirs d'avalanches historiques : une limite résultant de l'examen de photographies aériennes complété par une analyse de terrain d'une part et une limite résultant de témoignages (mémoires d'habitants, archives, Enquête Permanente sur les Avalanches (EPA)) d'autre part. Cet inventaire a été entrepris à partir de 1970 et plus de 710 000 hectares ont ainsi été cartographiés.

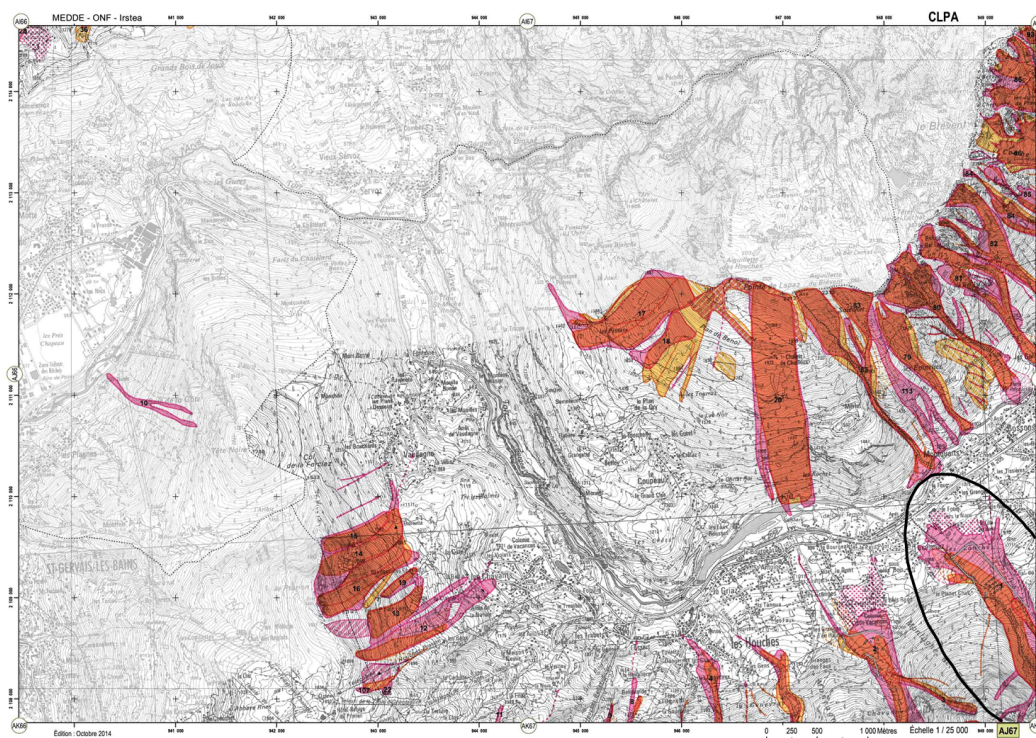


FIGURE 1.14 – CLPA de la commune des Houches, avec en bas à droite le couloir de Taconnaz cerclé de noir (Source : [www.avalanches.fr](http://www.avalanches.fr))

Le second zonage dénommé Plan de Prévention des Risques naturels prévisibles (PPR) depuis 1995 est de type réglementaire, donc opposable aux tiers, et comprend deux documents : un plan de zonage et un règlement. Le plan de zonage définit trois zones de risque : la zone rouge où toute construction est interdite, la zone bleue où les constructions sont réglementées, soumises à prescriptions et recommandations et la zone blanche où aucune restriction n'est établie. Sachant que le risque est le croisement de l'aléa avec



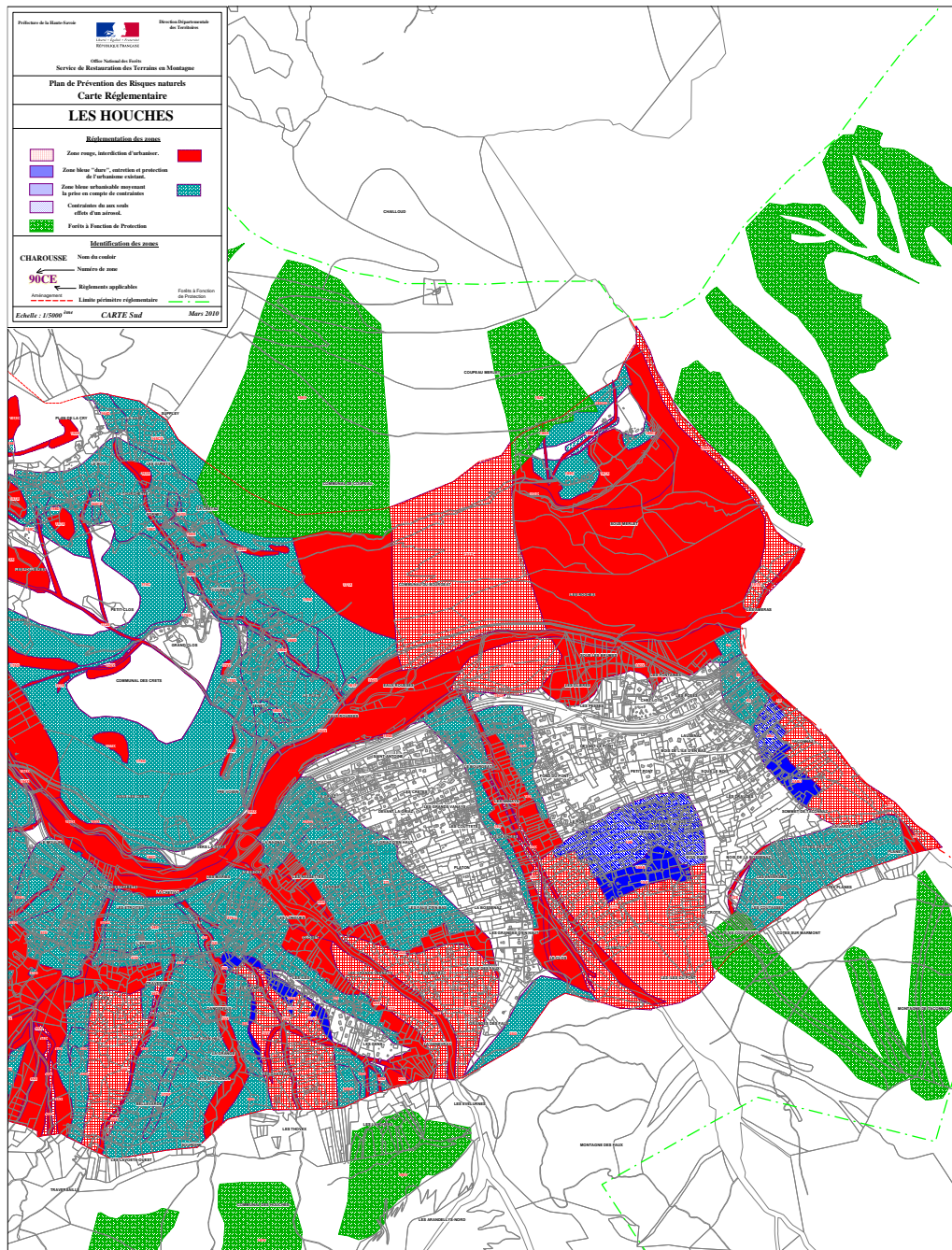


FIGURE 1.15 – Partie sud du plan de zonage du PPR de la commune des Houches, comprenant le secteur de Taconnaz (Source : [www.haute-savoie.gouv.fr](http://www.haute-savoie.gouv.fr))

la vulnérabilité des enjeux, ce plan de zonage est établi en théorie en croisant la cartographie de l'aléa (CLPA) avec une estimation de la vulnérabilité des biens et des personnes. Ce zonage est accompagné d'un règlement qui doit préciser les mesures d'interdiction et les prescriptions applicables dans chacune de ces zones, les mesures de prévention, de

protection et de sauvegarde, ainsi que les mesures relatives à l'aménagement, l'utilisation ou l'exploitation des constructions, ouvrages, cultures ou plantations (Givry et Perfetini, 2004; Alp'Géorisques et Graphies, 2005). En pratique, le plan de zonage est réalisé en deux étapes. La première consiste à établir une carte d'aléas qui nécessite de caractériser d'une part l'emprise de l'aléa, et notamment la zone d'arrêt, et d'autre part l'intensité du phénomène via l'estimation de la pression d'impact attendue : l'aléa fort correspond à une pression supérieure à 30 kPa (Givry et Perfetini, 2004) et l'aléa faible à une pression comprise entre 10 et 30 kPa. Pour ce faire, plusieurs méthodes sont aujourd'hui appliquées : recueil de données historiques, analyse de terrain, expertise voire modélisation pour des zones à forts enjeux mais aucune méthode standardisée n'est à ce jour proposée pour estimer les avalanches de référence à prendre en compte. La seconde étape est la transcription du zonage aléa en zonage réglementaire soit la prise en compte des enjeux en vue de la détermination du risque. Les méthodes appliquées dans le cadre des PPR lors de cette phase restent très floues et *a fortiori* qualitatives. Elles se font *a priori* la plupart du temps à dire d'expert en concertation avec les acteurs concernés et sont basées sur une simple localisation des principaux enjeux tels qu'entre autres les zones urbanisées, les infrastructures et équipements de secours ainsi que les établissements recevant du public (hôpitaux, écoles, *etc.*) et les ouvrages de protection.

### 1.2.3 Structures de protection

Il reste toutefois inévitable dans certains cas, et notamment dans le cas de constructions existantes (habitations ou stations de sports d'hiver) ou de voiries, d'avoir recours à des ouvrages de défense permanente pour se mettre à l'abri des avalanches. On distingue alors deux types d'ouvrages de protection en fonction de leur action sur l'avalanche : les protections actives et les protections passives. Dans les deux cas, on distingue les protections temporaires et les protections permanentes.

#### 1.2.3.1 Ouvrages actifs

L'objectif de la défense active est d'empêcher que l'aléa puisse s'initialiser et se développer. Il s'agit donc de fixer le manteau neigeux dans la zone de départ potentielle (zone d'accumulation de neige) afin d'empêcher sa rupture. Les techniques employées, présentées à la figure 1.16, reposent sur l'utilisation de divers systèmes de maintien : modification de la rugosité du sol (banquettes), plantation (reboisement), fixation et soutien du manteau neigeux (râtelier, claie, filet) ou utilisation de l'action du vent (barrière à neige). La protection active est souvent difficile à mettre en place du fait d'un accès compliqué à la

zone à sécuriser (pentes raides). De plus, la mise en place d'ouvrages de protection active est particulièrement coûteuse (Rapin, 1991).

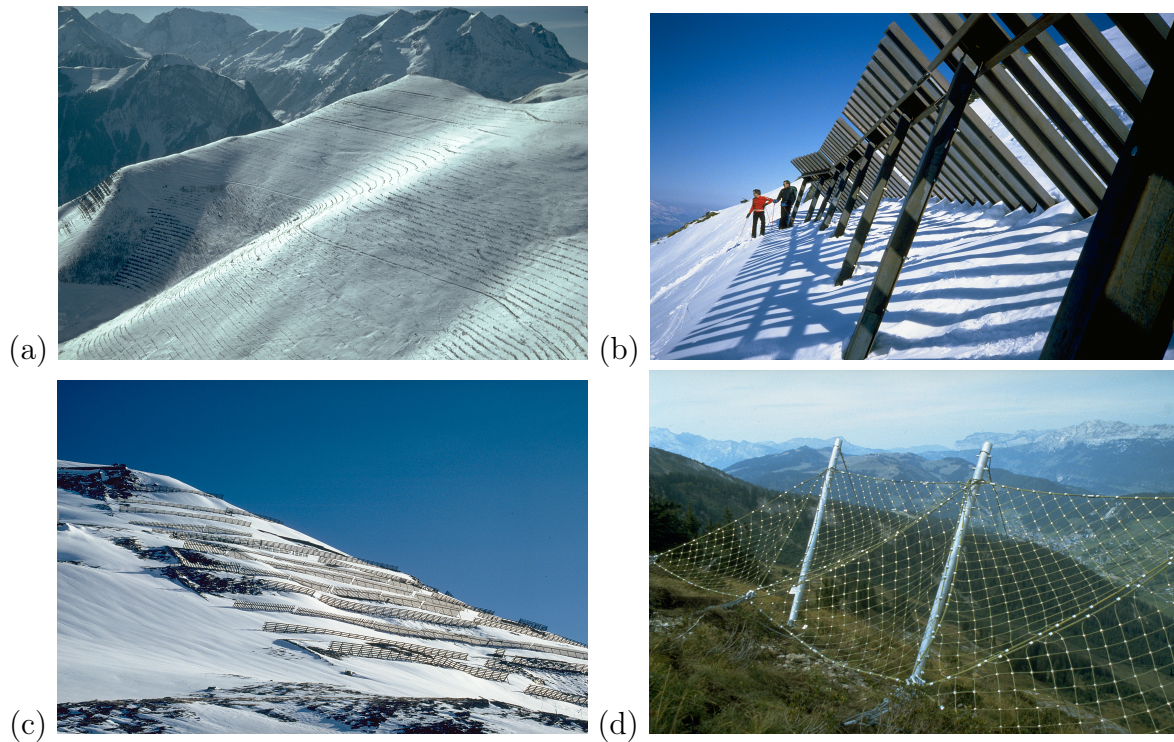


FIGURE 1.16 – Exemples d'ouvrage de protection actifs : (a) versant équipé de petites banquettes paravalanches avec reboisement à l'Alpe d'Huez (Source : D. Badre), (b) râteliers à Méribel (Source : F. Rapin - Irstea), (c) claies en Suisse (Source : F. Valla - Irstea) et (d) filet paravalanche à Innsbruck (Source : F. Valla - Irstea) destinés à retenir la neige dans la zone de départ

### 1.2.3.2 Ouvrages passifs

La défense passive est une technique qui permet de protéger directement et à proximité (c'est-à-dire dans la zone d'écoulement ou d'arrêt du phénomène et non dans la zone de départ) les enjeux menacés. Cette protection vise à agir sur l'écoulement avalancheux et peut utiliser ou combiner plusieurs stratégies de défense : déviation, ralentissement ou arrêt de l'écoulement.

## 1.3 Structures passives de protection

La protection passive est la plus ancienne technique de défense utilisée. Jadis, on avait en effet pour habitude de choisir un replat ou un éperon pour y installer son habitation.



De nos jours, la défense permanente passive met en oeuvre des stratégies de prévention du risque telles que le zonage (qui définit les zones inconstructibles et les zones où l'on peut construire moyennant certaines prescriptions) ou le renforcement d'habitations. Mais le développement des stations de sports d'hiver ainsi que l'exiguïté des zones constructibles dans certaines vallées ont conduit ces dernières décennies à développer de plus en plus les constructions dans des zones exposées et donc à mettre en place des ouvrages de défense passive à une échelle plus vaste que celle d'une habitation.

Trois types d'ouvrages passifs sont généralement distingués en fonction de leur action sur l'écoulement avalancheux :

- les ouvrages de déviation

Parmi eux se trouvent les galeries de protection ou tunnels qui induisent une déviation au-dessus de la voie d'accès, les tournes ou digues déflectrices qui dévient l'avalanche sur le côté et les étraves qui sont des ouvrages en coin dont le principe est similaire à celui des tournes. Des exemples de ce type d'ouvrages passifs sont présentés à la figure 1.17.

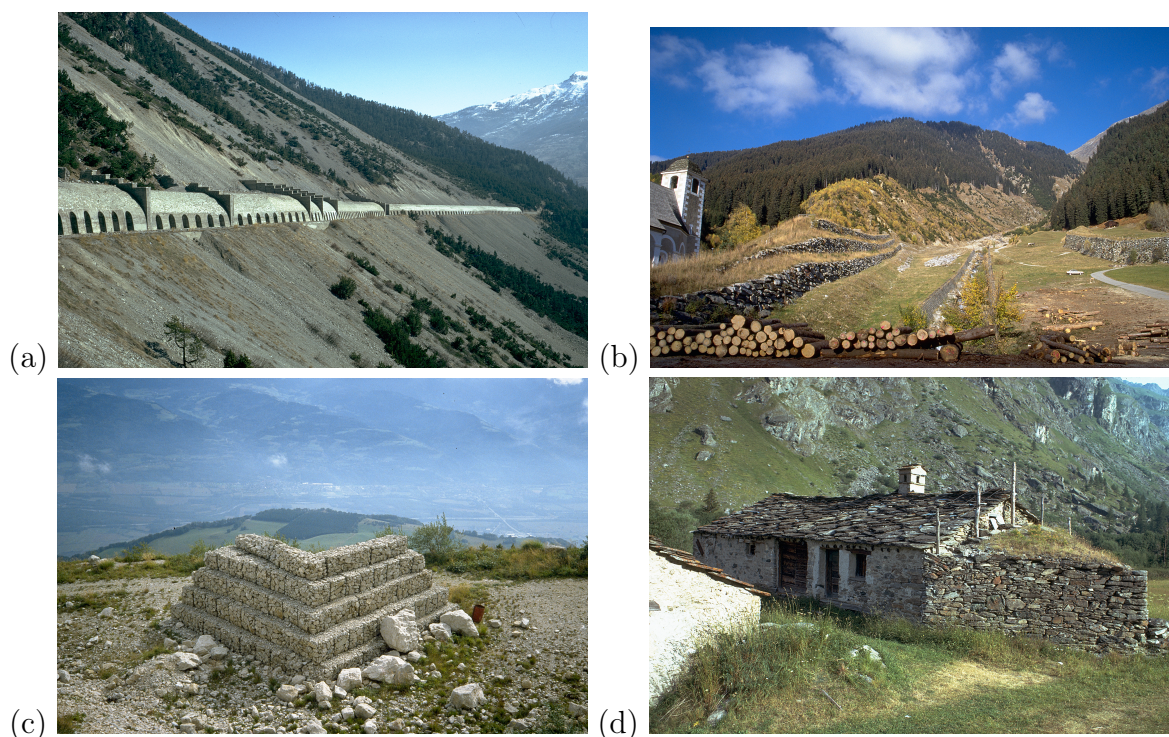


FIGURE 1.17 – Ouvrages passifs de déviation : (a) route protégée en défense passive par un tunnel galerie à Montgenèvre en Italie (Source : F. Valla - Irstea), (b) couloir d'avalanche équipé de digues latérales empêchant l'avalanche de sortir de son couloir, à Disentis en Suisse (Source : F. Rapin - Irstea), (c) étrave en gabion à Saint-Hilaire-du-Touvet (Source : F. Rapin - Irstea) et (d) vieille habitation traditionnelle protégée des avalanches par une étrave en pierres sèches gazonnée à Val d'Isère (Source : F. Valla - Irstea)

– les ouvrages de freinage

Ces ouvrages consistent en des tas freineurs, dont un exemple est fourni à la figure 1.18, ou autres obstacles, en terre, en enrochements ou en béton, qui servent à ralentir l'avalanche par dissipation d'énergie afin qu'elle s'arrête dans une zone de stockage donnée.

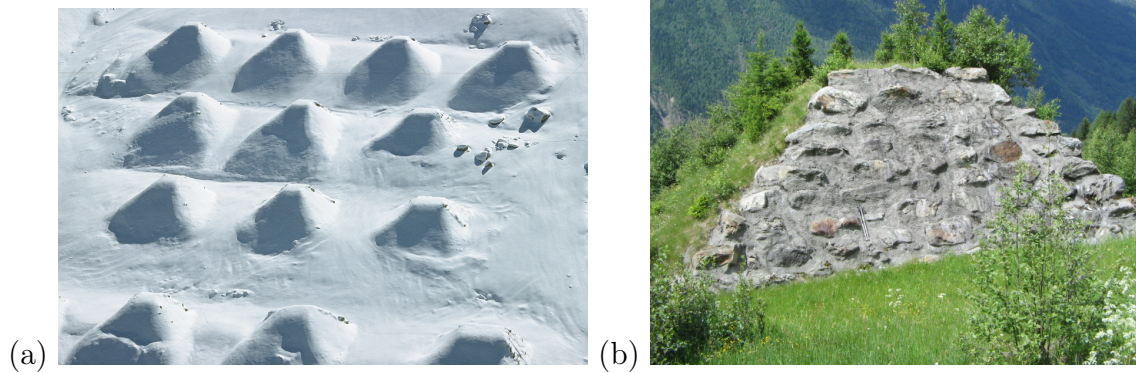


FIGURE 1.18 – (a) Vue d'ensemble des tas freineurs présents sur le site de Tacconnaz, en Haute-Savoie (Source : F. Valla - Irstea) et (b) détail d'un tas freineur en terre avec une face exposée en enrochements (Source : <http://www.glaciers-climat.fr>)

– les ouvrages d'arrêt

Les ouvrages d'arrêt sont des murs, merlons ou digues frontales associés à des plages de dépôt. Ils sont généralement construits en pierres ou en terre.



FIGURE 1.19 – Digue d'arrêt sur le site de Tacconnaz, en Haute-Savoie (Source : F. Rapin et L. Ousset - Irstea)



## 1.4 Cas des structures de protection en béton armé

### 1.4.1 Différents types de paravalanche en BA

Comme évoqué ci-dessus, en vue de protéger des voies de communication ou encore d'importantes zones urbanisées, il peut être nécessaire de réaliser des ouvrages paravalanches en béton armé. Ces ouvrages sont généralement mis en place du fait de pressions d'impact très élevées auxquelles ils doivent résister.

Parmi ces ouvrages, on peut citer les galeries paravalanches (Figure 1.20a) et les ouvrages déflecteurs tels que les dents déflectrices présentes sur le site de Taconnaz, l'un des plus grands sites de protection en Europe (figure 1.20b).

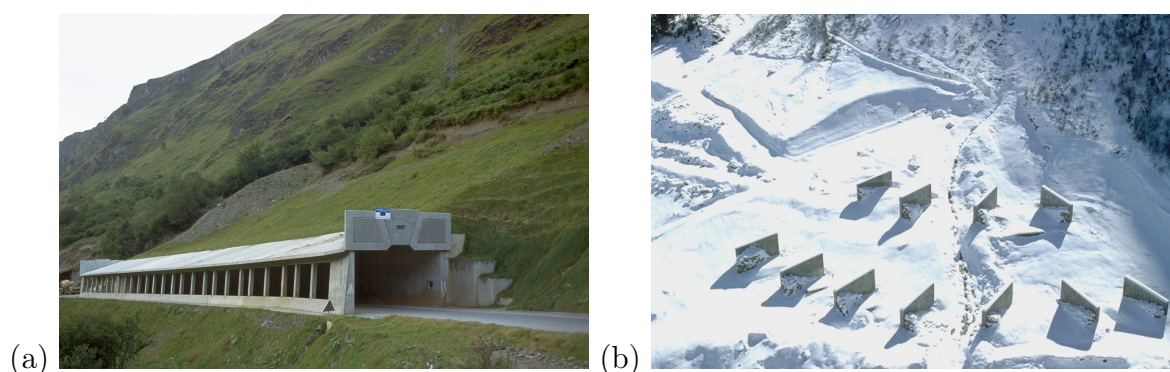


FIGURE 1.20 – (a) Galerie paravalanche à Gourette, dans les Pyrénées (Source : F. Rapin - Irstea) et (b) dents déflectrices sur le site de Taconnaz, près de Chamonix (Source : F. Rapin - Irstea)

### 1.4.2 Pratiques disponibles pour le dimensionnement

La conception d'un ouvrage de protection se doit de relever deux défis importants : d'une part, assurer la fonction pour laquelle il est réalisé (dimensionnement fonctionnel) et, d'autre part, résister aux sollicitations exercées (dimensionnement structurel). Son sous-dimensionnement conduirait en effet sans aucun doute à exposer les populations à un risque non acceptable tandis qu'un sur-dimensionnement conduira inévitablement à des coûts trop élevés. L'enjeu est donc d'optimiser les structures paravalanches en béton armé afin de limiter leur coût tout en assurant le niveau de protection requis et ainsi mieux gérer le risque. N'est abordé ici que l'aspect dimensionnement structurel pour lequel différentes approches sont présentées (liste non exhaustive) allant de l'approche classique préconisée par l'Eurocode 2 jusqu'à l'utilisation de codes de calcul sophistiqués permettant de modéliser finement la structure mais à des coûts de calcul très importants.

### 1.4.2.1 Approche Eurocode 2

Les pratiques actuelles de dimensionnement et de vérification de la stabilité et de la résistance des ouvrages paravalanches en béton armé sont essentiellement basées sur la méthode aux états limites et coefficients partiels décrite dans les Eurocodes (normes européennes de conception et de calcul pour les bâtiments et les ouvrages de génie civil (CEN, 2005)) 0 (Bases de calcul et Actions sur les structures) et 2 (Calcul des structures en béton armé). Elle consiste en une approche analytique semi-probabiliste basée sur l'équilibre statique de sections.

L'objectif de cette méthode est qu'un ouvrage doit présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis de sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments et d'un comportement en service pouvant affecter sa durabilité, son aspect ou le confort des usagers. On distingue donc deux types d'états limites : les états limites de service (ELS) correspondant à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour une structure ou un élément structural ne sont plus satisfaites et les états limites ultimes (ELU) d'équilibre et de résistance associés à un effondrement ou à d'autres formes similaires de défaillance structurale.

Compte tenu des incertitudes sur les actions appliquées et les résistances des matériaux, qui sont ainsi considérées comme aléatoires, les Eurocodes introduisent des marges de sécurité (méthode semi-probabiliste) *via* des coefficients de pondération sur les caractéristiques des matériaux et sur les actions.

Le principe est alors de vérifier pour chaque état limite et pour chaque section de la structure étudiée, pour le cas de charge le plus défavorable, sous la combinaison d'actions considérée, que les effets dus aux actions mécaniques appliquées à l'ouvrage, qui se traduisent par le développement d'efforts internes (moment fléchissant, effort normal, effort tranchant, *etc.*), sont inférieurs à la résistance de la structure.

Plusieurs types d'analyse sont proposées pour tenir compte du comportement du béton armé : élastique linéaire, élastique linéaire avec redistribution limitée, plastique et non-linéaire.

*A contrario*, en ce qui concerne les actions mécaniques, la méthode repose exclusivement sur des valeurs nominales de sollicitations. Alors que le calcul de chargements tels que le poids propre, les charges d'exploitation, l'action due au vent ou encore les charges de neige sur les toitures est détaillé dans l'Eurocode 1, le calcul d'une valeur nominale de chargement lié aux avalanches n'est pas aussi évident.

Les pratiques actuelles en matière de prise en compte du chargement avalancheux reposent sur une démarche experte et considérant le chargement statique qui commence par qualifier un événement de référence ou de projet à partir de considérations historiques

et statistiques. Cet événement est ensuite caractérisé en terme de pression d'impact généralement considérée comme le produit de la pression cinétique avec un coefficient de traînée :

$$P = \frac{1}{2} C_d \rho v^2 \quad (1.2)$$

où  $P$  désigne la pression moyenne sur l'obstacle,  $C_d$  un coefficient de traînée tenant compte de l'interaction écoulement-ouvrage,  $\rho$  la masse volumique moyenne de l'avalanche de neige et  $v$  la vitesse moyenne de l'écoulement. Cette pression va différer selon le type d'avalanches rencontrées (dense ou poudreuse). En effet, comme indiqué plus haut, les avalanches de neige dense possèdent notamment une masse volumique élevée tandis que celle des avalanches de neige poudreuse est faible. Le coefficient de traînée varie lui non seulement avec la forme de l'obstacle mais aussi selon le type d'écoulement (Tacnet *et al.* (2010)). Il peut ainsi se décomposer en un produit de deux paramètres  $C_{fo}$  (coefficient de forme) et  $C_{re}$  (coefficient de régime d'écoulement). Le premier rend compte de l'influence de la forme de l'obstacle et le second de l'influence du régime d'écoulement. Le coefficient de forme varie de 1 pour un obstacle peu déviant tel que les étraves par exemple et à 2 pour un obstacle plan. Actuellement, aucune information ne permet de définir simplement ce coefficient de forme. Il est ainsi d'usage de retenir 2 comme valeur pour ce coefficient (Salm *et al.*, 1990). Le coefficient du régime d'écoulement est *a contrario* bien plus variable : proche de 1 pour des avalanches de neige poudreuse et pouvant atteindre des valeurs de 15-30 pour des avalanches de neige dense (Sovilla *et al.*, 2008a; Thibert *et al.*, 2008).

Par défaut, il est souvent estimé que l'interaction d'une avalanche de neige dense avec un obstacle se traduit par un effort normal  $\sigma = P$  et un effort tangentiel  $\tau = \mu P$  avec  $\mu$ , coefficient de frottement statique tel que  $0,2 \leq \mu \leq 0,4$  (Givry et Perfetini, 2004).

Pour les combinaisons d'actions et dans le cas particulier des ouvrages paravalanches pour lesquels l'avalanche est un cas de charge normal, on admet que l'avalanche est une action permanente. De plus, seul l'État Limite Ultime est généralement vérifié, ce qui veut dire qu'on admet que le béton soit fissuré, et les avalanches de neige dense et aérosol ne sont pas combinées. Par contre, les sollicitations liées aux avalanches sont combinées avec les actions dues à la présence du manteau neigeux (poids propre et reptation) dans la mesure où la concomitance des deux est fort probable, les plus fortes avalanches se produisant lorsqu'il y a plus de neige (Givry et Perfetini, 2004).

Face à ce genre de sollicitations de type dynamique, l'Eurocode 2 souligne toutefois qu'il est nécessaire de prendre des précautions particulières mais ne rentre malheureusement pas dans le détail. Dans le cas de sollicitations exceptionnelles telles que les avalanches, l'application des recommandations générales proposées par les Eurocodes reste

donc discutable.

### 1.4.2.2 Approche masse-ressort

L'approche masse-ressort est une approche intermédiaire entre l'approche classique de type Eurocode 2 et la modélisation numérique "raffinée". Elle repose sur une description simple des structures de génie civil à l'aide d'une combinaison de masses et de ressorts qui permet d'obtenir des équations d'équilibre mécanique (Biggs, 1964) qui peuvent être aisément résolues à l'aide de techniques d'intégration de type Newmark détaillées plus loin au chapitre 2.

Par exemple, une poutre simplement appuyée sollicitée par une charge de type pression uniformément répartie  $p(t)$  (figure 1.21a) peut être décrite simplement selon le modèle présenté à la figure 1.21b. L'équation d'équilibre s'écrit alors de la façon suivante, dans le cas d'un matériau élastique :

$$M_{eq} \frac{\partial^2 y(t)}{\partial t^2} + K_{eq} y(t) = F(t) \quad (1.3)$$

où  $M_{eq}$  et  $K_{eq}$  représentent la masse et la rigidité du ressort équivalentes,  $F(t)$  désigne l'évolution temporelle de la force extérieure, déduite de la pression uniforme  $p(t)$  appliquée sur la structure, et  $y(t)$  est le déplacement recherché au centre de la poutre en fonction du temps.

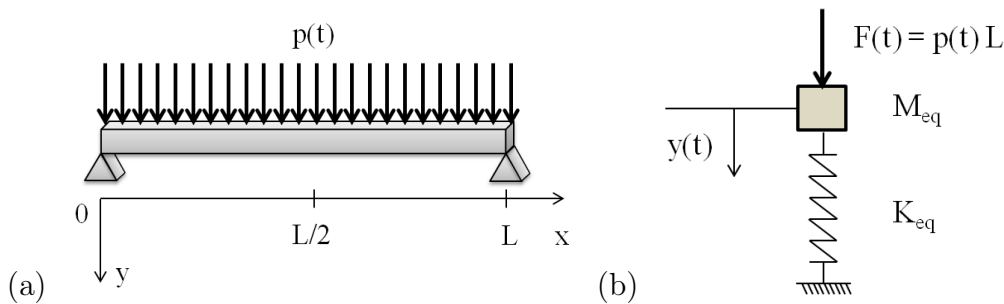


FIGURE 1.21 – (a) Poutre simplement appuyée et (b) modèle masse-ressort équivalent

L'avantage de l'approche masse-ressort est de pouvoir prendre en compte les variations temporelles des sollicitations, et donc les effets inertiels potentiels, sans pour autant se lancer dans l'utilisation de codes de calcul sophistiqués conduisant à des temps de calcul importants. Cette méthode suppose cependant de connaître le mode de rupture attendu.

Cette approche est notamment utilisée pour le dimensionnement de structures potentiellement soumises à des explosions (Ngo *et al.*, 2007; Carta et Stochino, 2013). Ce cas de sollicitation étant comparable à celui des avalanches, même si les temps caractéristiques

sont totalement différents, une telle méthode pourrait être une solution alternative intéressante pour décrire les phénomènes impliqués au sein des structures sollicitées par des avalanches. Favier (2014a) l’a d’ailleurs déjà appliqué au cas de structures de type bâti assimilées à des dalles sollicitées par des avalanches de neige dense.

### 1.4.2.3 Modélisations numériques

Dans le cas de structures complexes où le mode de rupture n’est pas connu *a priori* et où l’on souhaite obtenir des informations à l’échelle locale, des méthodes plus complexes de modélisation numérique sont disponibles. Beaucoup de méthodes différentes existent qui peuvent se regrouper en deux approches distinctes : les approches dites continues et les approches dites discontinues.

#### – Méthodes continues

Les méthodes les plus répandues dans le calcul d’ouvrages sont les approches continues qui considèrent le système comme déformable et qui, comme leur nom l’indique, s’appuient sur la mécanique des milieux continus, avec une loi de comportement adaptée à la physique du problème. Ces méthodes sont basées sur l’application des principes fondamentaux de la mécanique, tels que la conservation de la masse, de l’énergie et de la quantité de mouvement. L’objet de la simulation numérique est de déterminer idéalement en tous points les valeurs numériques des grandeurs physiques qui décrivent la structure étudiée. Comme il y a en théorie une infinité de valeurs à calculer, cet objectif est inaccessible, sauf dans des cas bien particuliers où l’on peut résoudre les équations de départ à l’aide de formules analytiques. Une approximation naturelle consiste donc à ne considérer qu’un nombre fini de points. A la base de la simulation numérique, il y a donc la réduction de l’infini au fini qu’on appelle discrétisation (Scheurer *et al.*, 2003) qui permet dans le cas des approches continues de décrire le système à l’aides d’équations aux dérivées partielles. La modélisation numérique est dans ce cas basée sur des résolutions directes des équations aux dérivées partielles et permet de calculer l’évolution, dans le temps et en chaque point du modèle, de divers paramètres comme les contraintes, les déplacements mais aussi la température, *etc.* Plusieurs méthodes de résolution de ces équations existent qui dépendent du domaine d’application :

- la méthode des différences finies, qui repose sur un maillage du système sous forme de cellules polygonales (triangles, quadrilatères, *etc.*) et une résolution par approximation des opérateurs de dérivation (dérivées premières, dérivées secondes, *etc.*), a été beaucoup utilisée par le passé dans le domaine de la thermique (supplantée ensuite par la méthode des éléments finis) et reste très utilisée dans le domaine des roches et des sols ;

- la méthode des éléments finis, qui discrétise le système à l'aide de cellules polygonales quelconques et résout les équations à l'aide d'une approximation d'intégrales (formulation faible), offre plus de flexibilité dans la représentation d'un système irrégulier et est notamment utilisée pour résoudre les problèmes de mécanique des milieux continus, de mécanique de la rupture mais aussi de transferts de chaleur ;

- alors que la méthode des éléments finis se fonde sur une formulation variationnelle de l'équation à résoudre (formulation faible), la méthode des volumes finis, qui décompose le système en petits volumes disjoints, traite directement la forme dite forte de l'équation et utilise le théorème de flux-divergence pour transformer les intégrales de volume en intégrales de surface et ensuite évaluer ces termes de flux aux interfaces entre les volumes finis. Cette méthode est principalement utilisée pour la résolution des équations de Navier Stokes. Dans le cas du calcul de structures, c'est la méthode des éléments finis qui est la plus largement utilisée.

– Méthodes discontinues

Pour des applications présentant de nombreux phénomènes discontinus, une alternative est l'utilisation d'approches discontinues qui consistent en des assemblages d'éléments distincts, déformables ou non, reliés entre eux par des lois très simples qui permettent de représenter le comportement du matériau. Ces méthodes sont très répandues pour les matériaux granulaires, car elles représentent naturellement la cinématique de ces matériaux et leur comportement discontinu, mais elles peuvent s'appliquer également à des structures en béton fortement fissurées à l'aide notamment de couplages éléments finis - éléments discrets. Contrairement aux approches continues dont le comportement est imposé par la loi constitutive, le comportement macroscopique d'un modèle discret résulte de l'interaction des différents éléments entre eux. Une loi constitutive complexe peut être ainsi obtenue par des lois simples à l'échelle de l'élément. Contrairement aux approches continues qui sont fondées sur la mécanique des milieux continus, les méthodes discrètes se résolvent directement à partir du principe fondamental de la dynamique à tous les éléments et pour chaque pas de temps.

Différentes méthodes discrètes existent mais la plus utilisée est la méthode des éléments discrets (Cundall et Strack, 1979). Le système est alors décrit par un ensemble d'éléments distincts indéformables en interaction par des lois de contact *ad hoc*.

Dans notre cas d'étude, notre choix s'est porté sur l'application de la méthode des éléments finis plus amplement décrite au chapitre suivant.



## 1.5 Conclusion

Les événements avalancheux d'importance qui se sont produits durant ces dernières décennies (notamment en 1970, 1999 et 2008) ont montré l'importance qu'il y avait à agir en matière de prévention du risque avalancheux. Comme pour la plupart des aléas naturels tels que les inondations par exemple, les outils de zonage du risque sont bien entendu à développer afin de limiter les constructions dans les zones potentiellement exposées. Toutefois, dans certaines vallées ou encore dans les stations de sports d'hiver, la faible superficie des zones non exposées à l'aléa avalancheux implique que la réalisation d'ouvrages de protection permanente en béton armé est parfois nécessaire. Bien que le recours à la modélisation numérique et probabiliste commence à se développer, le dimensionnement de tels ouvrages reste encore à l'heure actuelle assez sommaire. L'analyse du comportement et le dimensionnement des structures sous sollicitation avalancheuse reste aujourd'hui un sujet de recherche important. Le travail initié par (Berthet-Rambaud, 2004) a permis entre autres de mettre en lumière la nécessité de mieux caractériser par analyse en retour les variations temporelles et spatiales de la sollicitation. En complément, des tests *pushover* pertinents, car proches des conditions de sollicitation *in situ*, ont également été réalisés en laboratoire sur une structure de type mur en L (Limam, 2005; Berthet-Rambaud *et al.*, 2007). Ce sont ces résultats ainsi que ceux sur les signaux avalancheux obtenus depuis qu'il est proposé d'utiliser dans le cadre de cette thèse en vue d'approfondir l'étude du comportement des structures paravalanches en béton armé et de leur vulnérabilité.

# Modélisation de structures en béton armé

---

## 2.1 Modélisation par éléments finis

La méthode des éléments finis (FEM) est utilisée pour résoudre numériquement des équations aux dérivées partielles (EDP) dont on cherche une solution approchée. Dans ce travail, ces EDP représentent le comportement mécanique de structures de génie civil constituées de béton armé sollicitées par des chargements quasi-statiques ou dynamiques. La FEM consiste à utiliser une approximation simple des variables inconnues (en général le champ des déplacements) pour transformer les EDP en un système algébrique d'équations. Les conditions aux limites permettent d'assurer l'existence et l'unicité de la solution (Zienkiewicz, 1979).

Un problème mécanique consiste en général à déterminer l'état d'une structure caractérisée par sa géométrie et ses matériaux constitutifs, soumise à des sollicitations qui peuvent être de différentes natures (forces de volume, surfaciques, déplacements imposés, champ de températures, *etc.*). Dans ce cas, la résolution du système algébrique permet d'obtenir *in fine* le champ de déplacements de la structure et de déduire l'ensemble des caractéristiques mécaniques (champs de déformations, de contraintes, de variables internes, de températures, les fréquences propres, *etc.*) (Dhatt et Touzot, 1981; Bathe, 1982).

### 2.1.1 Formulation forte

Dans l'hypothèse de petites perturbations, les EDP locales permettant de décrire le comportement mécanique du solide déformable sont :

- l'équation d'équilibre mécanique local :

$$\overline{\text{div}} \bar{\sigma} + \bar{f}_v = \rho \bar{\gamma} \quad (2.1)$$

- la relation déformations-déplacements (description en petites perturbations) :

$$\bar{\epsilon} = \frac{1}{2} (\overline{\text{grad}} \bar{u} + \overline{\text{grad}} \bar{u}^t) \quad (2.2)$$

- et les relations contraintes - déformations décrivant la rhéologie du matériau :

$$\bar{\sigma} = f(\bar{\epsilon}) \quad (2.3)$$

où  $\bar{\sigma}$  est le tenseur des contraintes et  $\bar{\epsilon}$  le tenseur des déformations,  $\bar{f}_v$  le champ des forces volumiques extérieures,  $\bar{\gamma}$  le champ des accélérations,  $\bar{u}$  le champ des déplacements et  $\rho$  la masse volumique ;

auxquelles se rajoutent :

- les conditions aux limites de Dirichlet-Neumann :

$$\begin{cases} \bar{u} = \bar{u}_D & \text{sur } \Gamma_D \\ \bar{\sigma} \bar{n} = \bar{f}_s & \text{sur } \Gamma_N \end{cases} \quad (2.4)$$

où  $\Gamma_D$  et  $\Gamma_N$  constituent une partition de la frontière  $\Gamma$  du solide ( $\Gamma = \Gamma_D \cup \Gamma_N$  et  $\Gamma_D \cap \Gamma_N = \emptyset$ ),  $\bar{u}_D$  est une valeur imposée de  $\bar{u}$ ,  $\bar{f}_s$  désigne le champ des forces surfaciques extérieures et  $\bar{n}$  est le vecteur normal à la frontière  $\Gamma_N$  ;

- et, dans le cas de problèmes dynamiques, les conditions initiales.

### 2.1.2 Formulation faible et discrétisation

La formulation faible permet d'intégrer les équations précédentes en utilisant le principe des puissances virtuelles sur tout le domaine afin de pouvoir ensuite les discrétiser. Le théorème des puissances virtuelles est décrit par l'équation 2.5.

$$\forall \bar{u}^*, - \int_{\Omega} \bar{\sigma} : \bar{D}^* d\Omega + \int_{\Omega} \bar{f}_v \bar{u}^* d\Omega + \int_{\Gamma_N} \bar{f}_s \bar{u}^* d\Gamma = \int_{\Omega} \rho \bar{\gamma} \bar{u}^* d\Omega \quad (2.5)$$

où  $\Omega$  désigne le domaine 3D occupé par le solide,  $\Gamma$  sa surface,  $\Gamma_N$  une partie de cette surface,  $\bar{D}^*$  le tenseur des taux de déformation virtuel et  $\bar{u}^*$  un champ de déplacements virtuel cinématiquement admissible.

La résolution de cette équation par la méthode des éléments finis revient à remplacer le système continu par un milieu discret. Le solide est alors divisé en un certain nombre de "sous-domaines" appelés éléments permettant de reconstituer la géométrie. Chacun des éléments est relié à ses voisins par des noeuds dont les degrés de liberté (ddl) sont les

déplacements des noeuds et constituent les inconnues du problème. Considérant un champ virtuel de déplacements cinématiquement admissible sur l'élément c'est-à-dire vérifiant les conditions aux limites imposées et suffisamment régulier pour que la déformation virtuelle puisse être calculée en tout point, la méthode consiste à approximer ce champ au moyen d'une fonction polynomiale formée d'un nombre fini de paramètres et à l'exprimer en fonction des déplacements nodaux ( $X_i$ ) :

$$u(x, y, z) = \sum_{i=1}^n \varphi_i(x, y, z) X_i \quad (2.6)$$

où  $u(x, y, z)$  désigne le champ de déplacements et les  $\varphi_i(x, y, z)$  désignent les fonctions de forme (ou fonctions d'interpolation) de l'élément permettant d'obtenir les déplacements de celui-ci en n'importe quel point de la géométrie à partir des déplacements aux noeuds. Ces fonctions sont complètement déterminées par le choix de la discrétisation. Leur nombre est égal au nombre de degrés de liberté de l'élément fini, qui est égal au nombre de degrés de liberté d'un noeud multiplié par le nombre de noeuds.

Partant du théorème des puissances virtuelles, en y introduisant la loi de comportement et en discrétisant la structure, on obtient le système d'équations :

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + F_{int}(u(t), \dot{u}(t)) = F_{ext}(t) \quad (2.7)$$

où  $u$  désigne le champ de déplacements,  $\dot{u} = \frac{\partial u}{\partial t}$  le champ de vitesses,  $\ddot{u} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$  le champ d'accélération,  $M$  la matrice de masse,  $C$  la matrice d'amortissement,  $F_{int}$  les forces internes et  $F_{ext}$  les forces extérieures appliquées.

Dans le cas d'un chargement quasi-statique ( $\dot{u} = \ddot{u} = 0$ ), d'un matériau élastique et de petites perturbations, le système se réduit à  $K u(t) = F_{ext}(t)$  où  $K$  désigne la matrice de rigidité. Pour les problèmes dynamiques non linéaires, la résolution des EDP doit être effectuée dans le temps (schéma d'intégration de Newmark) et dans l'espace. Dans la présente étude, le choix a été fait d'utiliser Cast3M développé par le CEA (Millard, 1993) pour résoudre ces EDP.

### 2.1.3 Schémas d'intégration de Newmark

L'analyse de problèmes dynamiques demande de faire appel à des méthodes d'intégration temporelle. Au lieu de satisfaire l'équation du mouvement à tout instant  $t$ , on la satisfait sur des intervalles de temps  $\Delta t$ . On résout ainsi l'équation d'équilibre du système 2.7 pour une série de temps discrets  $i \Delta t$  avec  $i \in \{0, N\}$  soit :

à l'instant  $t$  :

$$M \ddot{u}_t + C \dot{u}_t + (F_{int})_t = (F_{ext})_t$$

et à l'instant  $t + \Delta t$  :

$$M \ddot{u}_{t+\Delta t} + C \dot{u}_{t+\Delta t} + (F_{int})_{t+\Delta t} = (F_{ext})_{t+\Delta t}$$

Le schéma d'intégration décrit la variation des déplacements, vitesses et accélérations dans l'intervalle de temps  $\Delta t$ . Le schéma d'intégration de Newmark (1959) est sans aucun doute le schéma le plus utilisé pour les problèmes de dynamique. Il est basé sur des développements en séries de Taylor du déplacement et de la vitesse à l'instant  $t + \Delta t$  à partir des mêmes grandeurs ainsi que de l'accélération à l'instant  $t$  :

$$\begin{cases} u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t \dot{u}_t + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{u}_t + \beta (\Delta t)^3 \ddot{\ddot{u}}_t \\ \dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \Delta t \ddot{u}_t + \gamma (\Delta t)^2 \ddot{\ddot{u}}_t \end{cases} \quad (2.8)$$

où  $\Delta t$  représente le pas de temps et  $\alpha$  et  $\beta$  sont des paramètres de l'algorithme desquels dépendent la précision des résultats, la stabilité de la solution et le coût de l'analyse.

Partant de l'hypothèse que  $\ddot{\ddot{u}}_t = \frac{\ddot{u}_{t+\Delta t} - \ddot{u}_t}{\Delta t}$ , on obtient :

$$\begin{cases} u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t \dot{u}_t + (\Delta t)^2 \left[ \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{u}_t + \beta \ddot{u}_{t+\Delta t} \right] \\ \dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \Delta t \left[ (1 - \gamma) \ddot{u}_t + \gamma \ddot{u}_{t+\Delta t} \right] \end{cases} \quad (2.9)$$

Des valeurs de  $\gamma$  et de  $\beta$  dépendent les propriétés de l'algorithme, en particulier la stabilité de la méthode (tableau 2.1), et le caractère implicite ou explicite de celle-ci (tableau 2.2). En choisissant par exemple  $\gamma = \frac{1}{2}$  et  $\beta = 0$ , on obtient un schéma explicite de type différences centrées. Ce schéma est stable sous condition et présente un amortissement numérique nul. Avec  $\gamma = \beta = \frac{1}{2}$ , on obtient le schéma implicite de Newmark-Wilson et avec  $\gamma = \frac{1}{2}$  et  $\beta = \frac{1}{4}$  le schéma d'accélération moyenne. Ces deux derniers schémas sont les plus utilisés en dynamique des structures car ils sont inconditionnellement stables et ne présentent aucun amortissement numérique. On introduit un amortissement numérique positif si  $\gamma > \frac{1}{2}$  et négatif si  $\gamma < \frac{1}{2}$ .

Le tableau 2.3 précise le développement des relations entre  $u_{t+\Delta t}$ ,  $\dot{u}_{t+\Delta t}$ ,  $\ddot{u}_{t+\Delta t}$  au temps  $t + \Delta t$  et les quantités correspondantes au temps  $t$  pour les schémas de Newmark d'accélération moyenne constante et d'accélération linéaire. On commence par définir l'hypothèse de variation de l'accélération au cours du temps ( $\ddot{u}(\tau)$ ). L'intégration de  $\ddot{u}(\tau)$  permet ensuite d'obtenir  $\dot{u}(\tau)$  et  $\dot{u}_{t+\Delta t}$  est alors la valeur de la vitesse obtenue pour

TABLE 2.1 – Stabilité de l'algorithme de Newmark (Chopra, 1995)

Domaine	Stabilité	Pas de temps critique
$\gamma < \frac{1}{2}$	instable	0
$\gamma \geq \frac{1}{2}$ et $\gamma > 2\beta$	conditionnellement stable	$\frac{\Delta t_c}{T_{min}} = \frac{1}{2\pi\sqrt{\frac{\gamma}{2}-\beta}}$
$\gamma \geq \frac{1}{2}$ et $\gamma \leq 2\beta$	inconditionnellement stable	$\infty$

où  $T_{min}$  désigne la plus petite période du système

TABLE 2.2 – Caractéristiques des schémas de Newmark (Chopra, 1995)

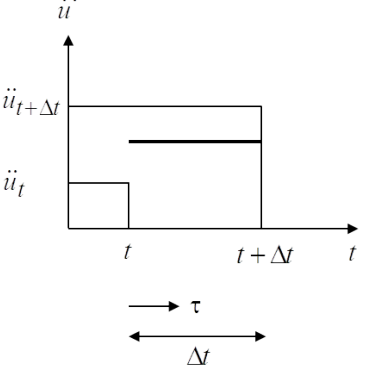
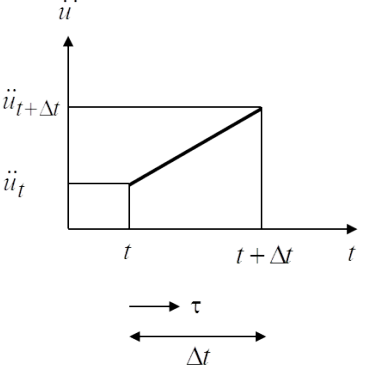
Nom de la méthode	$\gamma$	$\beta$	Caractère	Précision	Stabilité	Pas de temps critique
Wilson	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}$	implicite	ordre 2	inconditionnellement stable	$\emptyset$
Accélération moyenne	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	implicite	ordre 2	inconditionnellement stable	$\emptyset$
Accélération linéaire	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{6}$	implicite	ordre 2	conditionnellement stable	$\frac{\Delta t_c}{T_{min}} = 0,551$
Fox-Goodwin	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{12}$	implicite	ordre 3	conditionnellement stable	$\frac{\Delta t_c}{T_{min}} = 0,390$
Différences centrées	$\frac{1}{2}$	0	explicite	ordre 2	conditionnellement stable	$\frac{\Delta t_c}{T_{min}} = \frac{1}{\pi}$

$\tau = \Delta t$ . De même,  $u(\tau)$  est obtenu par intégration de  $\ddot{u}(\tau)$  et  $u_{t+\Delta t}$  est la valeur de  $u(\tau)$  pour  $\tau = \Delta t$ . On obtient *in fine* les mêmes équations pour  $\dot{u}_{t+\Delta t}$  et  $u_{t+\Delta t}$  que celles issues des équations 2.9 avec respectivement  $\gamma = \frac{1}{2}$ ,  $\beta = \frac{1}{4}$  et  $\gamma = \frac{1}{2}$ ,  $\beta = \frac{1}{6}$ .

On distingue deux types de schémas d'intégration temporelle : les schémas explicites et les schémas implicites. Une méthode est dite explicite quand les déplacements au pas de temps  $t + \Delta t$  dépendent explicitement des variables déplacements, vitesses et accélérations au pas de temps  $t$  (c'est le cas lorsque  $\beta = 0$ ). Les méthodes implicites font dépendre les déplacements au pas de temps  $t + \Delta t$  des accélérations à ce même pas de temps.

Les méthodes de résolution s'appuyant sur un schéma d'intégration explicite en temps sont facilement implémentables car elles expriment l'accélération au temps  $t + \Delta t$  en fonction de la solution (déplacements, vitesses et accélérations) au temps précédent  $t$ . La détermination de la solution à la fin du pas de temps repose donc sur la résolution directe de l'équation linéaire déterminant l'accélération, issue des équations 2.7 et 2.9. L'inconvénient majeur de ces méthodes explicites est qu'elles sont conditionnellement

TABLE 2.3 – Schémas d'intégration de Newmark implicites d'accélération moyenne et d'accélération linéaire (Chopra, 1995)

Accélération moyenne constante	Accélération linéaire
$\gamma = \frac{1}{2}$ (pas d'amortissement numérique)	
$\beta = \frac{1}{4}$	$\beta = \frac{1}{6}$
	
$\ddot{u}(\tau) = \frac{1}{2} (\ddot{u}_{t+\Delta t} + \ddot{u}_t)$ $\dot{u}(\tau) = \dot{u}_t + \frac{\tau}{2} (\ddot{u}_{t+\Delta t} + \ddot{u}_t)$ $\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \frac{\Delta t}{2} (\ddot{u}_{t+\Delta t} + \ddot{u}_t)$ $u(\tau) = u_t + \tau \dot{u}_t + \frac{\tau^2}{4} (\ddot{u}_{t+\Delta t} + \ddot{u}_t)$ $u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t \dot{u}_t + \frac{(\Delta t)^2}{4} (\ddot{u}_{t+\Delta t} + \ddot{u}_t)$	$\ddot{u}(\tau) = \ddot{u}_t + \frac{\tau}{\Delta t} (\ddot{u}_{t+\Delta t} - \ddot{u}_t)$ $\dot{u}(\tau) = \dot{u}_t + \ddot{u}_t \tau + \frac{\tau^2}{2\Delta t} (\ddot{u}_{t+\Delta t} - \ddot{u}_t)$ $\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \frac{\Delta t}{2} (\ddot{u}_{t+\Delta t} + \ddot{u}_t)$ $u(\tau) = u_t + \tau \dot{u}_t + \frac{\tau^2}{2} \ddot{u}_t + \frac{\tau^3}{6\Delta t} (\ddot{u}_{t+\Delta t} - \ddot{u}_t)$ $u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t \dot{u}_t + (\Delta t)^2 \left( \frac{1}{6} \ddot{u}_{t+\Delta t} + \frac{1}{3} \ddot{u}_t \right)$

stables (condition de Courant, Friedrich et Levy (Fried, 1979)); il est donc nécessaire de prendre un pas de temps très petit pour permettre la convergence du schéma.

Les méthodes de résolution implicites sont plus lourdes à mettre en oeuvre puisque les inconnues recherchées à  $t + \Delta t$  sont exprimées à partir de grandeurs à l'instant  $t$  mais également à l'instant  $t + \Delta t$ . Dans les cas non linéaires, la recherche à chaque pas de temps de l'équilibre des forces internes ( $F_{int}$ ) nécessite le recours à un processus itératif (méthode de Newton Raphson). Le coût de la recherche de la solution à chaque pas de temps dépend notamment des non-linéarités présentes dans le domaine (qu'elles soient de nature matérielle, géométrique ou de contact), de la taille du pas de temps (plus le pas de temps est grand, plus le suivi des évolutions des phénomènes non-linéaires du problème va réclamer des itérations) et de la taille de la matrice de rigidité, qui doit en général être inversée à chaque itération. L'avantage des méthodes implicites est la stabilité inconditionnelle du schéma permettant ainsi l'utilisation d'un plus grand pas de temps.

La procédure PASAPAS de Cast3M utilisée dans la présente étude, qui sert au calcul dynamique, utilise le schéma d'intégration implicite d'accélération moyenne et la méthode de Newton-Raphson comme méthode de résolution non linéaire (Charras et Di Paola, 2011).

### 2.1.4 Méthode de Newton-Raphson

En posant  $\Delta u_t = u_{t+\Delta t} - u_t$ ,  $\Delta \dot{u}_t = \dot{u}_{t+\Delta t} - \dot{u}_t$ ,  $\Delta \ddot{u}_t = \ddot{u}_{t+\Delta t} - \ddot{u}_t$ ,  $\Delta(F_{int})_t = (F_{int})_{t+\Delta t} - (F_{int})_t$  et  $\Delta F_t = (F_{ext})_{t+\Delta t} - (F_{ext})_t$  et en faisant l'hypothèse, pour les cas non linéaires, que pour un petit pas de temps  $\Delta t$ , on peut écrire  $\Delta(F_{int})_t = K_t \Delta u_t$  où  $K_t$  est la matrice de rigidité tangente ou sécante (selon la méthode utilisée) au temps  $t$ , la méthode des éléments finis conduit à une formulation discrétisée des problèmes non linéaires qui peut s'écrire sous la forme :

$$\hat{K}_t \Delta u_t = \Delta \hat{F}_t \text{ ou } \Delta R = \Delta \hat{F}_t - \hat{K}_t \Delta u_t = 0 \quad (2.10)$$

où  $\hat{K}_t = K_t + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} C + \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} M$  est une rigidité effective et  $\Delta \hat{F}_t = \Delta F_t + a \dot{u}_t + b \ddot{u}_t$  un pas de chargement effectif.

Une procédure d'itérations permet dans ce cas de minimiser l'erreur due à l'approximation et conduit à résoudre à chaque itération un système d'équations linéaires. Plusieurs méthodes existent dont les plus utilisées, présentées aux figures 2.1, 2.2 et 2.3, sont la méthode de substitution, la méthode de Newton-Raphson et la méthode de Newton-Raphson modifiée. Elles diffèrent par l'expression de la rigidité approximée (sécante pour la méthode de substitution et tangente réévaluée à chaque itération pour la méthode de Newton-Raphson et maintenue constante pour la méthode de Newton-Raphson) qui conduit à des vitesses de convergence différentes.

La méthode de Newton-Raphson, utilisée dans la procédure PASAPAS de Cast3M, considère  $\hat{K}_t$  comme étant une rigidité effective tangente. La première itération permet d'obtenir une première valeur de déplacement  $u_{t+\Delta t}^1 = u_t + \Delta u_t^1$  avec  $\Delta u_t^1 = \frac{\Delta \hat{F}_t}{\hat{K}_t^1}$ . A ce déplacement  $\Delta u_t^1$  est associée une force  $\Delta \hat{F}_t^1$  inférieure à  $\Delta \hat{F}_t$  et une force résiduelle :  $\Delta R^2 = \Delta \hat{F}_t - \Delta \hat{F}_t^1$ . L'arrêt du processus itératif s'effectue lorsque cette force résiduelle tend vers 0, plus précisément lorsque  $\Delta R^n \leq \epsilon$  avec  $\epsilon$  correspondant à la précision souhaitée. On parle alors de convergence en force.

L'algorithme complet du schéma d'intégration implicite de Newmark et de la méthode de Newton Raphson est présenté au tableau 2.4



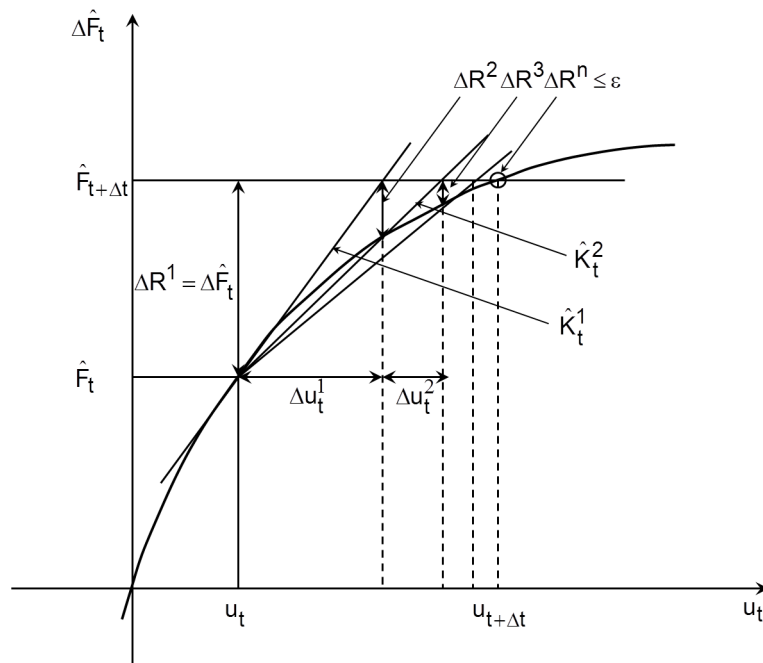


FIGURE 2.1 – Méthode de substitution (Dhatt et Touzot, 1981)

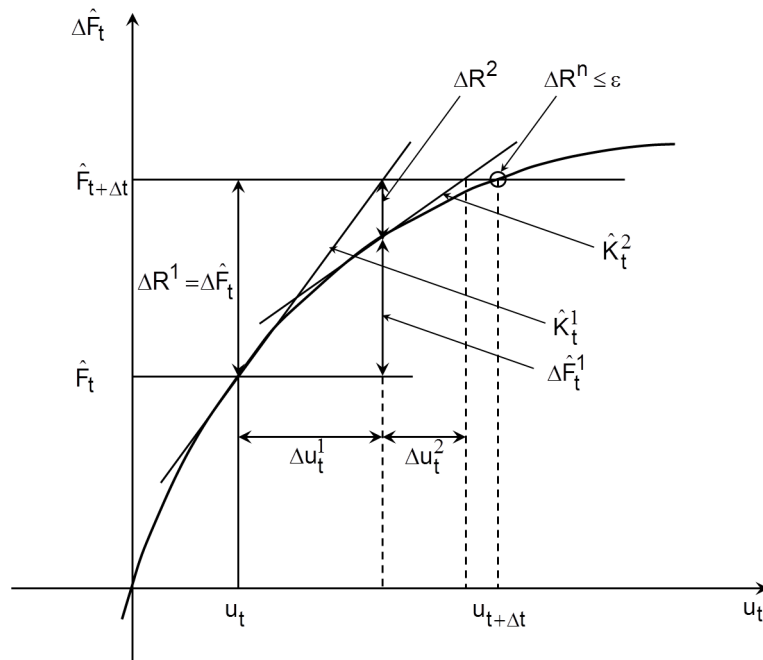


FIGURE 2.2 – Méthode de Newton-Raphson (Dhatt et Touzot, 1981; Chopra, 1995)

TABLE 2.4 – Algorithme du schéma implicite de Newmark pour des systèmes non linéaires (Chopra, 1995)

1.0 Initialisation
1.1 Assemblage des matrices d'amortissement $C$ et de masse $M$ ;
1.2 Conditions initiales : $u_0, \dot{u}_0$ et $\ddot{u}_0 = \frac{F_0 - C \dot{u}_0 - (F_{int})_0}{M}$ utilisées pour commencer la procédure ;
1.3 Choix de $\Delta t, \gamma$ et $\beta$ ;
1.4 Calcul de $a = \frac{1}{\beta \Delta t} M + \frac{\gamma}{\beta} C$ et $b = \frac{1}{2\beta} M + \Delta t \left( \frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) C$ .
2.0 Calculs pour chaque pas de temps $t$
2.1 Calcul du chargement effectif $\Delta \hat{F}_t = \Delta F_t + a \dot{u}_t + b \ddot{u}_t$ ;
2.2 Établissement de la matrice de rigidité tangente $K_t$ ;
2.3 Calcul de $\hat{K}_t = K_t + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} C + \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} M$ ;
2.4 Résolution du système $\Delta u_t = \frac{\Delta \hat{F}_t}{\hat{K}_t}$ à l'aide de la méthode itérative de Newton-Raphson ;
2.4.1 Initialisation $u_t^0 = u_t, (F_{int})_t^0 = (F_{int})_t, \Delta R^1 = \Delta \hat{F}_t, \hat{K}_t^1 = \hat{K}_t$ ;
2.4.2 Calculs pour chaque itération $i = 1, 2, 3, \text{ etc.}$
2.3.2.1 Résolution de $\hat{K}_t^i \Delta u^i = \Delta R^i \Rightarrow \Delta u^i$ ;
2.4.2.2 Calcul de $u_t^i = u_t^{i-1} + \Delta u^i$ ;
2.4.2.3 Calcul de $\Delta F_t^i = (F_{int})_t^i - (F_{int})_t^{i-1} + (\hat{K}_t^i - K_t^i) \Delta u^i$ ;
2.4.2.4 Calcul de $\Delta R^{i+1} = \Delta R^i - \Delta F_t^i$ ;
2.4.3 Calcul à l'itération suivante en remplaçant $i$ par $i + 1$ , tant que $\Delta R^i > \epsilon$ .
2.5 Calcul de $\Delta \dot{u}_t = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_t - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_t + \Delta t \left( 1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_t$ ;
2.6 Calcul de $\Delta \ddot{u}_t = \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} \Delta u_t - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_t - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_t$ ;
2.7 Calcul des déplacements, vitesses et accélérations : $u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta u_t$ , $\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \Delta \dot{u}_t$ et $\ddot{u}_{t+\Delta t} = \ddot{u}_t + \Delta \ddot{u}_t$ .
3.0 Calcul au pas de temps suivant en remplaçant $t$ par $t + \Delta t$ .

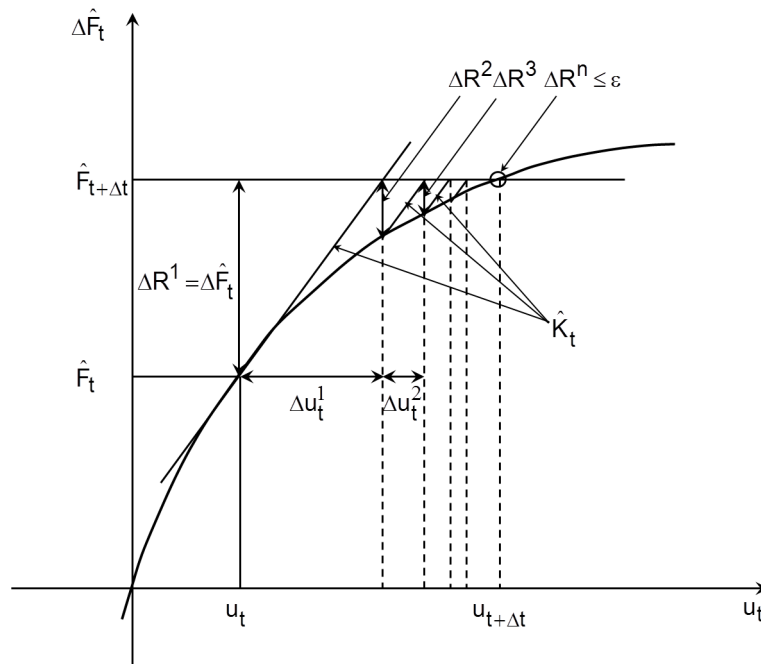


FIGURE 2.3 – Méthode Newton-Raphson modifiée (Dhatt et Touzot, 1981; Chopra, 1995)

### 2.1.5 Éléments finis utilisés

Sont présentés ici les éléments finis utilisés dans cette étude pour la modélisation du béton armé et de l'interaction sol-structure.

- EF barre (à 2 ou 3 noeuds) pour les armatures d'acier (BARR et BAR3 dans Cast3M)

Les éléments de type barre sont des éléments unidimensionnels (1 seul degré de liberté par noeud dans le repère local) servant notamment de support à plusieurs lois de comportement d'acier pouvant être utilisés en 2D (contraintes planes ou déformations planes) et en 3D. Ces éléments fonctionnent uniquement en traction-compression. Les éléments BARR et BAR3 ont pour support géométrique respectivement l'élément SEG2 (segment de droites à 2 noeuds situés aux extrémités) et SEG3 (segment à 3 noeuds, situés aux extrémités et au milieu de l'élément) (figure 2.4). Les fonctions de forme de ces éléments sont respectivement linéaires et quadratiques (tableau 2.5).

L'intégration sur le domaine de l'élément fini permettant d'obtenir la matrice de rigidité élémentaire se fait à l'aide de deux points de Gauss. En plus des caractéristiques du matériau, l'utilisateur doit fournir les caractéristiques de la section droite (aire de la section). En outre, l'effort normal  $N$  et la déformation axiale  $\varepsilon_{xx}$ , exprimés dans le repère

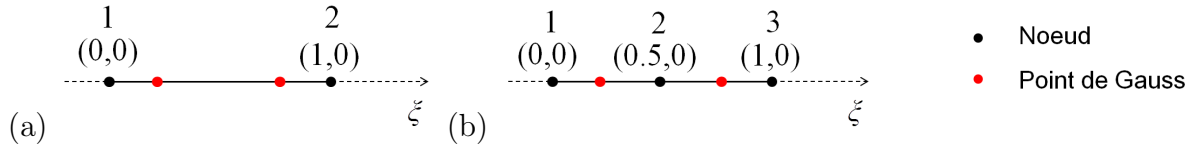


FIGURE 2.4 – Éléments finis (a) BARR et (b) BAR3

TABLE 2.5 – Fonctions de forme des éléments BARR

Élément	Fonctions de forme
BARR	$\varphi_1(\xi) = 0,5(1 - \xi)$ et $\varphi_2(\xi) = 0,5(1 + \xi)$
BAR3	$\varphi_1(\xi) = -0,5(1 - \xi)\xi$ , $\varphi_2(\xi) = 0,5(1 + \xi)\xi$ et $\varphi_3(\xi) = (1 + \xi)(1 - \xi)$

où  $(\xi, \eta)$  sont les coordonnées du point dont on cherche à connaître le déplacement.

local, sont notés respectivement EFX et EPSS.

- EF quadrilatère (à 4 ou 8 noeuds) pour le béton en contraintes planes (QUA4 et QUA8 dans Cast3M)

Les éléments finis QUA4 et QUA8 sont des éléments massifs formulés en 2D basés sur une géométrie de type quadrilatère avec respectivement 4 et 8 noeuds ayant chacun deux degrés de liberté (figure 2.5).

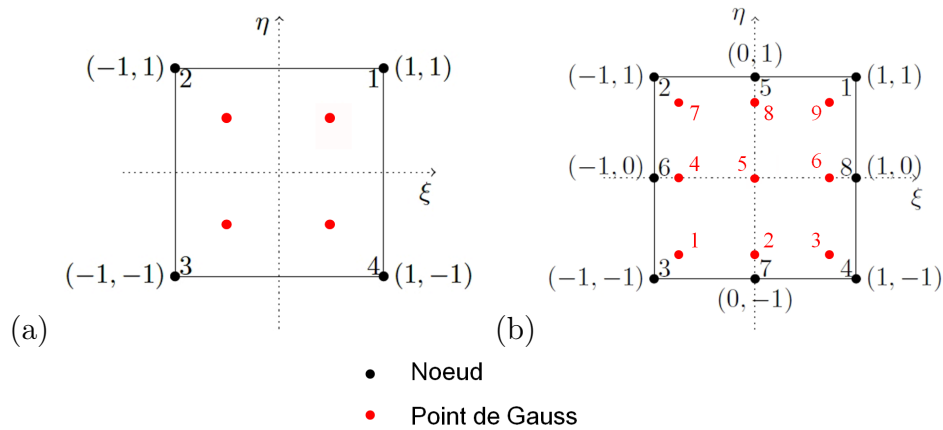


FIGURE 2.5 – Éléments finis (a) QUA4 et (b) QUA8

Les fonctions de forme de ces éléments sont présentées au tableau 2.6. L'interpolation est respectivement linéaire et quadratique et les matrices de rigidité sont obtenues en utilisant respectivement 4 et 9 points d'intégration de Gauss.

Les contraintes  $(\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{xy})$  sont notées (SMXX, SMYY, SMXY) et les déformations  $(\epsilon_{xx}, \epsilon_{yy}, \gamma_{xy})$  (EPXX, EPYY, GAXY).

TABLE 2.6 – Fonctions de forme des éléments QUA4

Élément	Fonctions de forme
QUA4	$\varphi_i(\xi, \eta) = \frac{1}{4} (1 + \xi_i \xi) (1 + \eta_i \eta)$
QUA8	$\varphi_1(\xi, \eta) = \frac{1}{4} (1 - \xi) (1 - \eta) (-1 - \xi - \eta)$ $\varphi_2(\xi, \eta) = \frac{1}{4} (1 + \xi) (1 - \eta) (-1 + \xi - \eta)$ $\varphi_3(\xi, \eta) = \frac{1}{4} (1 + \xi) (1 + \eta) (-1 + \xi + \eta)$ $\varphi_4(\xi, \eta) = \frac{1}{4} (1 - \xi) (1 + \eta) (-1 - \xi + \eta)$ $\varphi_5(\xi, \eta) = \frac{1}{2} (1 - \xi^2) (1 - \eta)$ $\varphi_6(\xi, \eta) = \frac{1}{2} (1 + \xi) (1 - \eta^2)$ $\varphi_7(\xi, \eta) = \frac{1}{2} (1 - \xi^2) (1 + \eta)$ $\varphi_8(\xi, \eta) = \frac{1}{2} (1 - \xi) (1 - \eta^2)$

où  $(\xi, \eta)$  sont les coordonnées du point dont on cherche à connaître le déplacement et  $(\xi_i, \eta_i)$  les coordonnées du noeud i.

- EF triangulaire à 3 noeuds pour le sol (TRI3 dans Cast3M)

Les éléments finis TRI3 sont des éléments massifs formulés en 2D basés sur une géométrie de type triangulaire avec 3 noeuds ayant chacun deux degrés de liberté (figure 2.6).

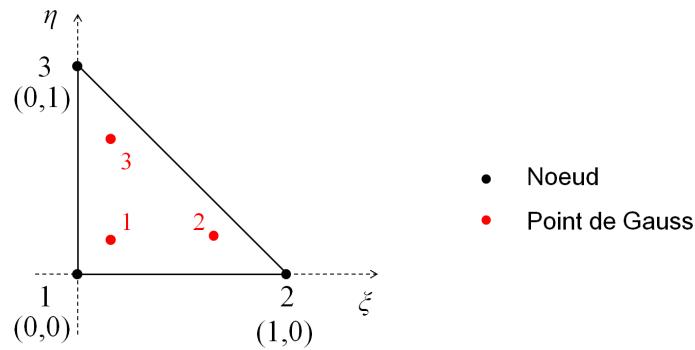


FIGURE 2.6 – Élément fini TRI3

Les fonctions de forme de ces éléments sont présentées au tableau 2.7. L'interpolation est respectivement linéaire et les matrices de rigidité sont obtenues en utilisant 3 points d'intégration de Gauss.

Les contraintes  $(\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{xy})$  sont notées (SMXX, SMYY, SMXY) et les déformations  $(\epsilon_{xx}, \epsilon_{yy}, \gamma_{xy})$  (EPXX, EPYY et GAXY).

TABLE 2.7 – Fonctions de forme des éléments TRI3

Élément	Fonctions de forme
TRI3	$\varphi_1(\xi, \eta) = (1 - \xi + \eta)$ $\varphi_2(\xi, \eta) = \xi$ $\varphi_3(\xi, \eta) = \eta$

## 2.2 Le matériau "Béton Armé"

Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier qui allie les résistances à la compression du béton et à la traction de l'acier. C'est un des matériaux de construction les plus utilisés dans le domaine du génie civil.

### 2.2.1 Caractérisation expérimentale du béton

Le béton est un matériau quasi-fragile isotrope qui présente une dissymétrie de comportement entre la traction et la compression. Fragile en traction et ductile en compression, le béton est un matériau dont la principale cause de dégradation est la fissuration.

#### 2.2.1.1 Masse volumique

Selon sa masse volumique  $\rho^c$ , le béton peut être classé en quatre groupes :

- béton très lourd :  $\rho^c > 2\,500 \text{ kg/m}^3$  ;
- béton lourd (béton courant) :  $\rho^c$  entre 1 800 et 2 500  $\text{kg/m}^3$  ;
- béton léger :  $\rho^c$  entre 500 et 1 800  $\text{kg/m}^3$  ;
- béton très léger :  $\rho^c < 500 \text{ kg/m}^3$ .

Les bétons courants sont les plus utilisés, aussi bien dans le bâtiment qu'en travaux publics. Ils présentent une masse volumique de 2300 à 2500  $\text{kg/m}^3$ . Ils peuvent être armés ou non, et lorsqu'ils sont très sollicités en flexion, précontraints. Les bétons très lourds, dont les masses volumiques peuvent atteindre 6 000  $\text{kg/m}^3$  servent, entre autres, pour la protection contre les rayons radioactifs. Les bétons de granulats légers, dont la résistance peut être élevée, sont employés dans le bâtiment, pour les plates-formes offshore ou les ponts. Dans notre cas, la masse volumique du béton est prise égale à 2500  $\text{kg/m}^3$ .

#### 2.2.1.2 Élasticité

Deux paramètres caractérisent la réponse élastique du béton : son module d'Young et son coefficient de Poisson. Le module d'Young est défini par le rapport contrainte axiale sur déformation axiale. On identifie ce paramètre à l'aide d'un essai uni-axial de

compression. Le module d'Young du béton en traction est considéré équivalent à celui du béton comprimé. En outre, il augmente quand la résistance à la compression du béton augmente. Il n'existe pas de consensus sur la forme exacte de la relation entre ces deux paramètres.

On peut calculer ce module à partir de l'équation empirique 2.11 proposée dans l'Eurocode 2 part 1-1 (CEN, 2005) :

$$E_y^c = 22 \left( \frac{f_c^c}{10} \right)^{0,3} \quad (2.11)$$

où  $E_y^c$ , module d'Young du béton, est exprimé en GPa et  $f_c^c$ , résistance en compression du béton, est exprimée en MPa. Selon les règles du BAEL (Equipement, 2000), ce module était calculé à l'aide de l'équation 2.12, proche de celle recommandée par le Joint Committee on Structural Safety (JCSS, 2002) (équation 2.13) :

$$E_y^c = 11\,000 \sqrt[3]{f_c^c} \quad (2.12)$$

où  $E_y^c$  et  $f_c^c$  sont exprimés en MPa

$$E_y^c = 10,5 \sqrt[3]{f_c^c} \quad (2.13)$$

où  $E_y^c$  et  $f_c^c$  sont exprimés en Pa.

En compression comme en traction, la déformation longitudinale est accompagnée d'une déformation transversale. Le coefficient de Poisson est le rapport déformation transversale sur déformation longitudinale. On détermine ce coefficient à partir du même essai que précédemment à l'aide d'une deuxième jauge de déformation transversale. Lorsque cet essai n'est pas disponible, on admet une valeur de ce coefficient entre 0,1 et 0,2.

### 2.2.1.3 Réponse en traction

Le comportement en traction du béton est de type fragile. On observe une diminution brusque de la contrainte lorsqu'on atteint la résistance à la rupture en traction (figure 2.7a). Le comportement est quasi linéaire et réversible jusqu'à la rupture. La fissuration se développe dans la direction orthogonale au chargement.

La résistance à la traction est très faible. Elle croît avec celle de la compression mais ne s'améliore pas dans les mêmes proportions que celle à la compression comme le montrent les résultats obtenus par Price (1951) et présentés au tableau 2.8. En première approche, l'ordre de grandeur de la résistance en traction peut être considéré comme dix à douze fois inférieur à celui de la résistance à la compression pour des bétons ordinaires et à vingt fois

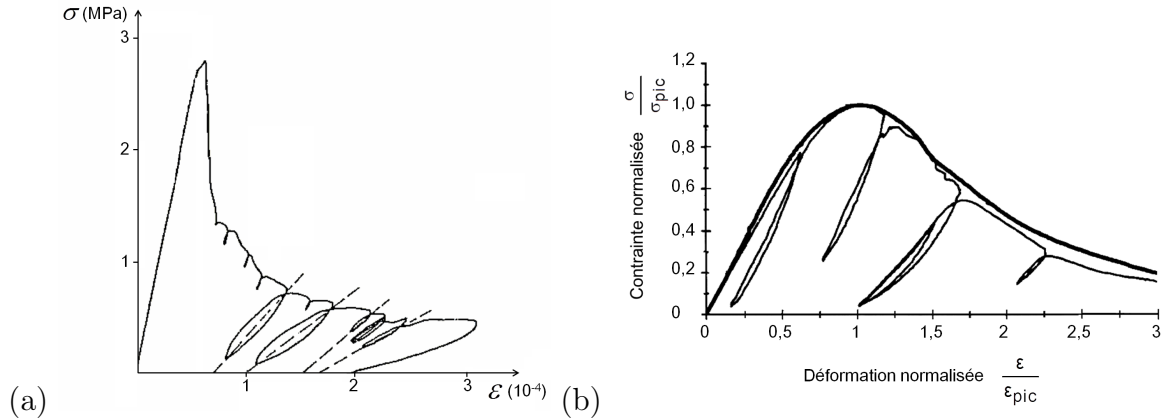


FIGURE 2.7 – Réponse expérimentale du béton (a) en traction cyclique (Mazars et Pijaudier-Cabot, 1989) et (b) en compression monotone et cyclique (Bahn et Hsu, 1998)

inférieur pour les bétons à haute performance. Ce paramètre a donc une forte influence sur le comportement du béton.

TABLE 2.8 – Résistance de bétons ordinaires (Price, 1951)

Résistance en compression (en psi)	Résistance en traction (en psi)
1000	110
2000	200
3000	275
4000	340
5000	400
6000	460
7000	520
8000	580
9000	630

$$1 \text{ psi (pound-force per square)} = 6894,76 \text{ Pa}$$

Cette caractéristique est une donnée expérimentale classique du béton. Elle peut être fournie par des essais indirects de traction par flexion sur une éprouvette prismatique selon par exemple la norme NF EN 12390-5 d'octobre 2001 (Essai pour béton durci - Partie 5 : résistance à la flexion sur éprouvettes) ou par essai de fendage sur une éprouvette cylindrique (Carneiro et Barcellos, 1953) selon la norme NF EN 12390-6 d'octobre 2001 (Essai pour béton durci - Partie 6 : résistance en traction par fendage d'éprouvettes).

Quand cet essai n'est pas disponible, la résistance caractéristique à la traction du béton peut être calculée selon des formules qui diffèrent selon les normes (BAEL, EC2, *etc.*) et ont beaucoup évolué dans le temps. La résistance à la traction du béton, notée



$f_t^c$ , est généralement calculée selon des formules du type :

$$f_t^c = k (f_c^c)^p \quad (2.14)$$

où  $k$  et  $p$  varient selon les références.

Aux États-Unis notamment, Carrasquillo *et al.* (1981) ont suggéré de prendre  $k = 0,54$  et  $p = 0,5$  pour des bétons ayant des résistances en compression comprises entre 21 et 83 MPa, Raphaël (1984) a proposé  $k = 0,313$  et  $p = 0,5$  pour des résistances en compression inférieures à 57 MPa, Ahmad et Shah (1985) ont retenu  $k = 0,462$  et  $p = 0,55$  pour des résistances en compression inférieures à 84 MPa, Burg et Ost (1992) suggèrent de prendre  $k = 0,61$  et  $p = 0,5$  pour des résistances en compression variant entre 85 et 130 MPa... et le comité américain ACI 363 sur le béton à haute résistance (ACI, 1984) a suggéré d'adopter  $k = 0,59$  et  $p = 0,55$  modifiés ensuite par le règlement américain ACI 318-99 (ACI, 1999) qui impose  $k = 0,56$  et  $p = 1/2$ .

En Europe, on est passé de l'équation 2.15 proposée par le Comité Euro-international du Béton (CEB, 1978) aux relations 2.16 recommandées par les règles du BAEL (Equipement, 2000).

$$f_t^c = 0,275 (f_c^c)^{\frac{2}{3}} \quad (2.15)$$

$$\begin{cases} f_t^c = 0,6 + 0,06 f_c^c & \text{si } f_c^c \leq 60 \text{ MPa} \\ f_t^c = 0,275 (f_c^c)^{\frac{2}{3}} & \text{si } f_c^c > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.16)$$

Aujourd'hui, cette résistance à la traction du béton est définie dans l'Eurocode 2 part 1-1 (CEN, 2005) par les formules 2.17.

$$\begin{cases} f_t^c = 0,30 (f_c^c)^{\frac{2}{3}} & \text{si } f_c^c \leq 50 \text{ MPa} \\ f_t^c = 2,12 \ln\left(1 + \frac{f_c^c}{10}\right) & \text{si } f_c^c > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.17)$$

Enfin, le JCSS (2002) recommande de calculer la valeur de résistance en traction du béton, quelle que soit sa résistance en compression, selon l'équation 2.17 retenue par l'Eurocode 2 pour des résistances en compression  $\leq 50$  MPa. En première approche, il est aussi possible de prendre  $f_t^c = \frac{1}{10} f_c^c$  (ou  $0,084 f_c^c$ ). La résistance en traction uni-axiale du béton est en général de l'ordre de 1 à 4 MPa.

En pratique, dans les calculs de dimensionnement empirique tels qu'ils sont aujourd'hui réalisés, la résistance en traction du béton est négligée. La rhéologie du béton en traction

est par contre très souvent décrite dans les modèles numériques selon un diagramme triangulaire (figure 2.8) (Nahas, 1986; Merabet, 1990) avec une déformation à la rupture en traction pouvant être calculée à l'aide de l'équation 2.18 permettant de décrire le comportement fragile du béton en traction (Millard, 1993).

$$\epsilon_{ut}^c = 3 \frac{f_t^c}{E_y^c} \quad (2.18)$$

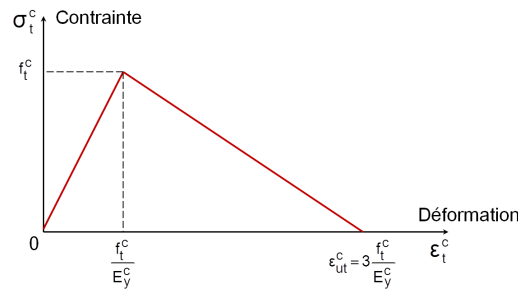


FIGURE 2.8 – Diagramme contrainte-déformation triangulaire permettant de décrire le comportement fragile du béton en traction

#### 2.2.1.4 Réponse en compression

Le comportement du béton en compression est de type ductile. L'observation de la courbe contrainte-déformation en compression (figure 2.7b) permet de distinguer trois phases :

- le comportement élastique : des micro-fissures principalement dues au retrait lors de la fabrication du béton sont présentes à l'interface entre granulats et pâte de ciment. Pour des chargements inférieurs à 30 ou 40 % de la contrainte maximale au pic, les fissures ne se propagent pas et le comportement du béton est quasi élastique linéaire ;
- l'amorce et la propagation de micro-fissures : de 40 à 100 % de la contrainte maximale au pic, le comportement devient progressivement non linéaire. La dégradation et le comportement non linéaire du béton sont dus à la propagation des micro-fissures déjà présentes. La dégradation est progressive et a pour conséquence la modification des propriétés mécaniques du béton. A proximité du pic, le comportement est fortement anélastique. Les micro-fissures se propagent de plus en plus et permettent la coalescence des micro-défauts en macro-fissures dans la direction parallèle au chargement. On observe un phénomène de dilatation volumique. En cas de décharge, des déformations irréversibles apparaissent ;
- au delà du pic, le comportement observé devient adoucissant : la pente post-pic devient négative et s'achève par la ruine de l'éprouvette.

La résistance en compression uni-axiale est obtenue à partir d'un essai normalisé, réalisé par exemple selon la norme NF EN 12390-3 de février 2003 (Essai pour béton durci - Partie 3 : résistance à la compression des éprouvettes). Les bétons courants ont une résistance en compression à 28 jours de 20 à 30 MPa, ceux de qualité supérieure de 40 à 50 MPa, et les bétons à haute performance dépassent 100 MPa.

L'identification de la déformation à la rupture en compression nécessite un essai de compression uni-axiale monotone, piloté en déplacement. Toutefois, cet essai est rarement réalisé puisqu'il nécessite une mise en oeuvre délicate. Aussi, pour des diagrammes contrainte-déformation de type respectivement bilinéaire et parabole rectangle (figure 2.9), l'Eurocode 2 part 1-1 (CEN, 2005) propose de calculer la déformation à la rupture (en ‰) selon les formules respectivement 2.19 et 2.20.

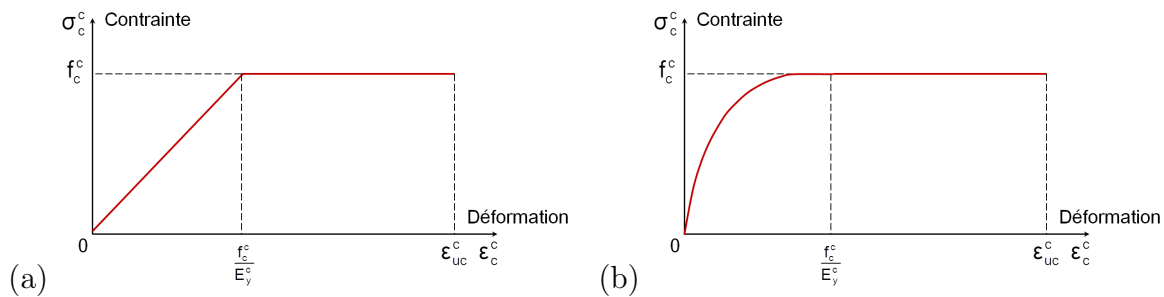


FIGURE 2.9 – Diagrammes contrainte-déformation (a) bilinéaire et (b) parabole-rectangle auxquels sont associées les équations 2.19 pour (a) et 2.20 pour (b)

$$\begin{cases} \epsilon_{uc}^c = 1,75 & \text{pour } f_c^c \leq 50 \text{ MPa} \\ \epsilon_{uc}^c = 1,75 + 0,55 \left( \frac{f_c^c - 50}{40} \right) & \text{pour } f_c^c \geq 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.19)$$

$$\begin{cases} \epsilon_{uc}^c = 2 & \text{pour } f_c^c \leq 50 \text{ MPa} \\ \epsilon_{uc}^c = 2 + 0,085 (f_c^c - 50)^{0,53} & \text{pour } f_c^c \geq 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.20)$$

Le JCSS (2002) recommande quant à lui de calculer cette déformation à partir uniquement de la résistance en compression du béton selon l'équation 2.21.

$$\epsilon_{uc}^c = 6 \times 10^{-3} (f_c^c)^{-\frac{1}{6}} \quad (2.21)$$

Dans les modèles numériques, un adoucissement est généralement pris en compte. Lorsque celui-ci est linéaire (figure 2.10), la déformation ultime peut être calculée suivant l'équation 2.22 permettant de décrire le comportement ductile du béton en compression (Millard, 1993).

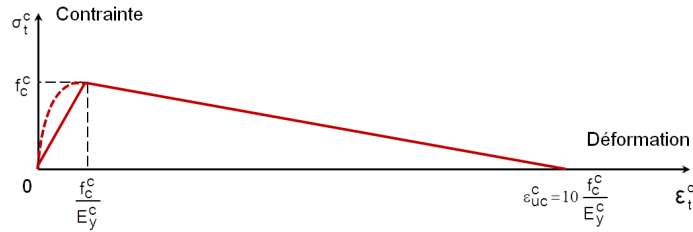


FIGURE 2.10 – Diagramme contrainte-déformation triangulaire permettant de décrire le comportement adoucissant et ductile du béton en compression

$$\epsilon_{uc}^c = 10 \frac{f_c^c}{E_y^c} \quad (2.22)$$

### 2.2.1.5 Réponse cyclique

Lorsque le béton est soumis à des cycles de charge/décharge en traction comme en compression (figure 2.7), on observe :

- une perte de rigidité au cours des cycles (diminution du module d'Young correspondant à l'endommagement du matériau) ;
- une apparition de déformations résiduelles lorsqu'on décharge (dès lors que la limite élastique est dépassée) ;
- des phénomènes hystérétiques dus à un frottement issu d'un glissement entre les lèvres des fissures, essentiellement dans un cas de chargement de compression cyclique.

Dans le cas particulier d'un cycle de traction/compression, les fissures créées en traction tendent à se refermer, conduisant à une restauration de la rigidité élastique initiale.

### 2.2.1.6 Réponse dynamique

L'effet de vitesse a été étudié sur différentes caractéristiques du béton mais le taux de déformation ( $\dot{\epsilon}$ ) agit de façon bien moins importante sur le module d'Young, le coefficient de Poisson ou la déformation ultime que sur les résistances en compression et en traction (Bischoff et Perry, 1991; Toulemonde, 1995; Malvar et Crawford, 1998). On observe ainsi des accroissements de la limite élastique et de la limite à la rupture lorsque croît la vitesse de déformation. L'importance de ces effets peut être définie à travers un coefficient d'amplification dynamique (DIF : dynamic increase factor) aussi appelé rapport dynamique. Ce coefficient correspond au rapport entre résistance dynamique et résistance statique pouvant être appliqué sur la limite élastique puis sur la limite à la rupture et est fonction de la vitesse de déformation.

L'évolution de ce rapport pour des sollicitations uni-axiales est présentée aux figures

2.11a et b issues d'une synthèse bibliographique réalisée par (Bischoff et Perry, 1991) et (Malvar et Crawford, 1998). Trois comportements différents peuvent être observés. Le premier est un comportement quasi-statique indépendant du taux de déformation (rapport dynamique constant égal à 1). Puis intervient un comportement de type dynamique avec un rapport augmentant linéairement en fonction de  $\log(\dot{\epsilon})$ . Une rupture de pente est ensuite observée aux environs de  $\dot{\epsilon} = 3 \times 10^1 \text{ s}^{-1}$  en compression et  $\dot{\epsilon} = 10^0 \text{ s}^{-1}$  en traction. Malvar et Crawford (1998) ont montré par ailleurs que le rapport dynamique semble plus sensible au taux de déformation en traction qu'en compression. En fonction de la vitesse de sollicitation, dont des ordres de grandeur sont fournis dans le tableau 2.9 pour différents aléas, on aura donc des caractéristiques différentes du béton.

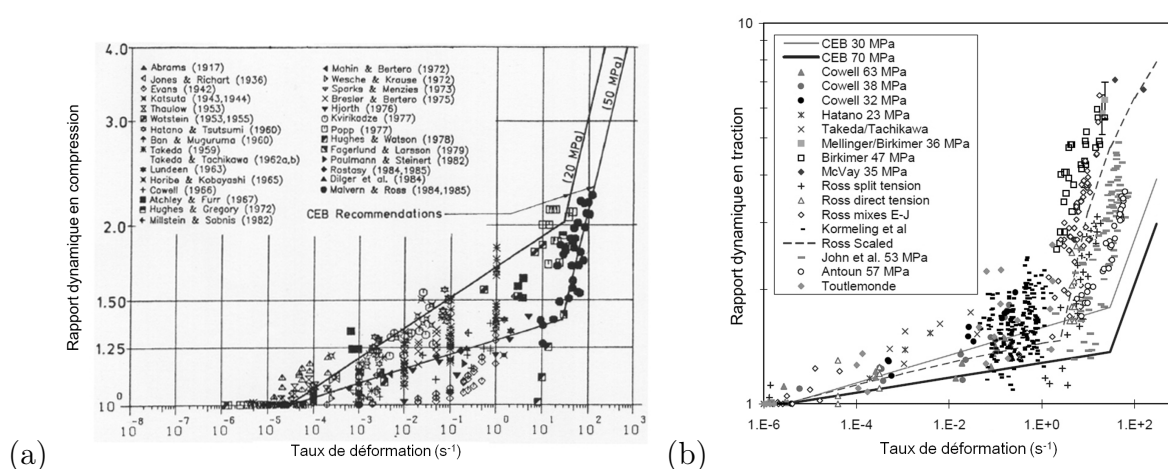


FIGURE 2.11 – Variation du rapport dynamique en fonction du taux de déformation (a) en compression (Bischoff et Perry, 1991) et (b) en traction (Malvar et Crawford, 1998) uni-axiales

TABLE 2.9 – Vitesse de déformation selon la nature de l'aléa (CEB, 1989; Paris, 2010)

Nature de l'aléa	Vitesse de déformation (en $\text{s}^{-1}$ )
Statique (en GPa)	$10^{-6} - 10^{-4}$
Explosion :	
- détonation de condensés	$10^{-2} - 10^{-1}$
- déflagration gazeuse	$10^{-4} - 10^{-2}$
Séisme	$10^{-4} - 10^{-1}$
Chocs, impacts :	
- "mou" : avion	$10^{-2} - 10^0$
- "dur" : armes	$10^0 - 10$

L'effet de vitesse est expliqué en partie par la présence d'eau libre dans le béton pour

des taux de déformation inférieurs à  $10 \text{ s}^{-1}$  (Toulemonde, 1995). Pour des taux plus importants, l'effet de vitesse peut être dû à des effets inertiels.

### 2.2.2 Comportement de l'acier

Le matériau acier est un alliage métallique composé principalement de fer et de carbone en faible proportion (0,15 à 0,25 % pour les aciers doux et 0,25 à 0,40 % pour les aciers durs).

La valeur moyenne de la masse volumique des aciers de béton armé est égale à  $7\,850 \text{ kg/m}^3$ . Le module d'Young est quasiment constant quel que soit le type d'acier utilisé et généralement pris égal à 200 GPa et le coefficient de Poisson est classiquement pris égal à 0,3. La valeur du module d'Young peut toutefois varier entre 195 et 210 GPa, selon le procédé de fabrication. L'acier est un matériau homogène et isotrope. Dans le cas du béton armé, c'est sa résistance à la traction qui est mise en avant. L'acier est en effet utilisé dans le béton armé sous forme d'armatures afin de compenser la faiblesse du béton à résister aux efforts de traction ; il n'est dans ce cas généralement sollicité qu'après fissuration du béton.

Les barres à haute adhérence (HA) composées d'acier dur dont la surface est marquée par des aspérités de diverses formes permettant d'assurer l'adhérence avec le béton sont généralement utilisées pour le béton armé. La limite d'élasticité de ces aciers est comprise entre 400 et 600 MPa et la limite ultime 1,05 à 1,15 fois supérieure (CEN, 2005).

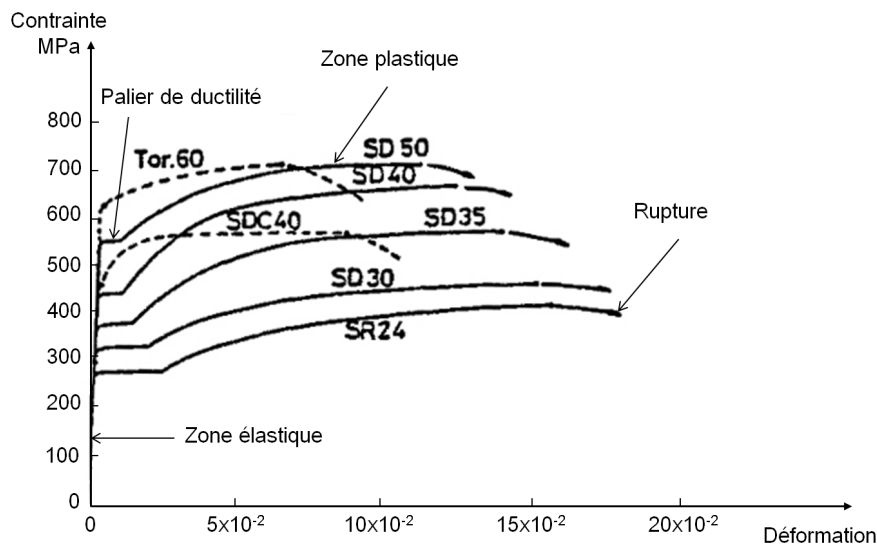


FIGURE 2.12 – Comportement de quelques types d'acier (Kato, 1979)

La loi de comportement de l'acier suit généralement une courbe telle que celles présen-

tées à la figure 2.12. Lorsqu'il est soumis à une sollicitation croissante, l'acier commence par s'allonger de façon linéaire jusqu'à atteinte de sa limite élastique. Au delà, on observe une importante ductilité qui permet d'éviter la rupture brutale des structures en béton armé, avec, uniquement pour les aciers doux, un palier correspondant à la limite d'élasticité.

Pour le calcul, l'Eurocode 2 (CEN, 2005) propose pour l'acier deux types de diagrammes contrainte-déformation (à palier horizontal ou incliné) présentés à la figure 2.13.

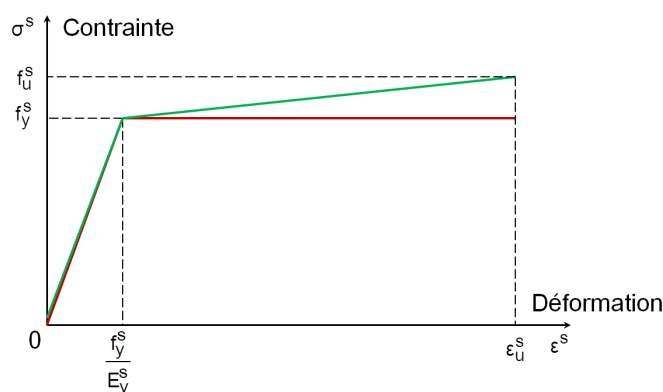


FIGURE 2.13 – Diagrammes contrainte-déformation pour l'acier (CEN, 2005)

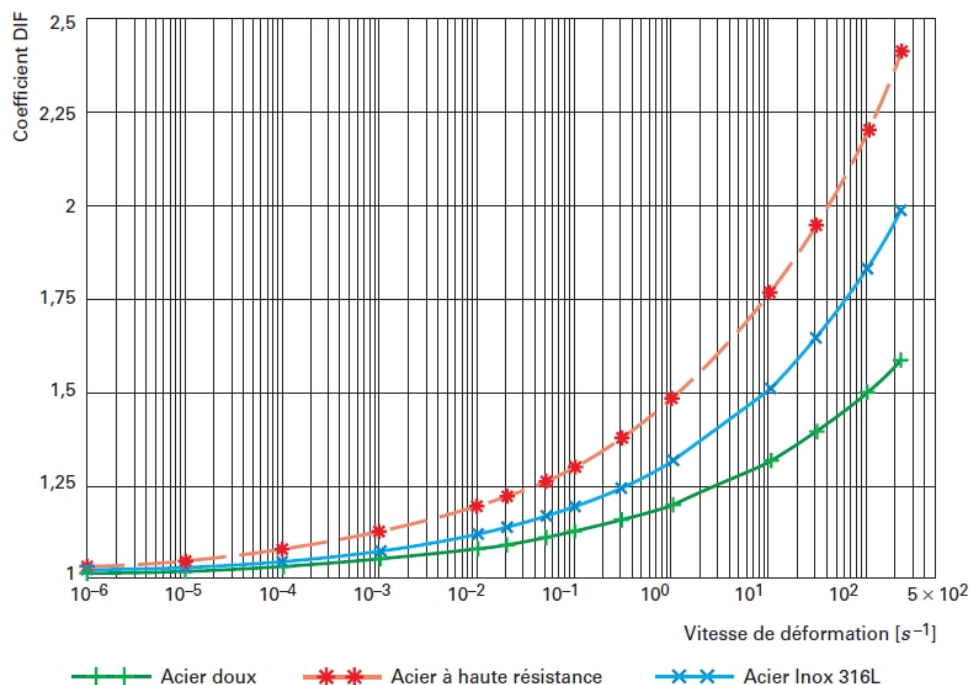


FIGURE 2.14 – Évolution du rapport dynamique sur la limite élastique de certains aciers, selon Cowper-Symonds (Paris, 2010)

Dans le domaine des explosions, de nombreux tests expérimentaux ont été réalisés afin de caractériser le comportement d'aciers courants en dynamique rapide. Un exemple de courbes représentant l'évolution du rapport dynamique, pour la limite élastique, en fonction de la vitesse de déformation est présenté à la figure 2.14. Ces courbes ont été établies selon l'équation développée par Cowper-Symonds :

$$\frac{\sigma_d}{\sigma_s} = 1 + \left( \frac{\dot{\epsilon}}{C} \right)^{\frac{1}{p}} \quad (2.23)$$

où  $\sigma_d$  et  $\sigma_s$  représentent les limites dynamique et statique et  $C$  et  $p$  représentent des paramètres matériaux.

### 2.2.3 Comportement du béton armé

Afin de pallier la faible résistance du béton en traction, des armatures en acier sont introduites dans le béton qui modifient le comportement global et améliorent la résistance de la structure. Lors d'une sollicitation quasi-statique, on peut généralement distinguer quatre phases de comportement d'une structure simple en béton armé (Favre *et al.*, 1990; Granju, 2012), lorsque celle-ci est faiblement renforcée (taux de renforcement inférieur à 1 % d'acier) et que la rupture se produit en flexion.

- Phase élastique linéaire :

Dans cette première phase de chargement, la structure se comporte pratiquement comme un matériau élastique linéaire, homogène et isotrope. Avant fissuration, l'apport de l'armature est à peine perceptible. Celle-ci ne contribue en effet à la résistance qu'en réaction à la déformation de la structure encore négligeable à ce stade et plus principalement à l'ouverture des fissures encore inexistantes.

- Phase de fissuration :

La fissuration du béton apparaît ensuite dans les zones tendues avec une ouverture des fissures limitée tant que l'écoulement plastique de l'armature ne se produit pas. La rigidité des sections fissurées est réduite, ce qui conduit à une modification de la répartition des contraintes et se reflète par une brusque augmentation de la flèche, traduite sur la courbe charge-flèche par un décrochement de pente. Les fissures, en s'ouvrant, imposent un allongement de l'armature qui oppose un effort proportionnel à cet allongement imposé. On atteint la stabilisation quand l'effort opposé par l'armature est égal à la force exercée par la fissure lorsqu'elle s'ouvre. Durant cette phase, l'acier reste en général dans le domaine élastique.



– Phase d’écoulement :

Ensuite, la plastification de l’acier se produit dans les zones où les contraintes de traction sont les plus élevées. Les sections où l’acier d’armature atteint sa limite d’élasticité continuent de s’allonger causant une redistribution des contraintes et une réduction de raideur à l’échelle de la structure.

– Phase de rupture :

Lorsqu’un des matériaux approche sa limite de résistance, la courbe charge-flèche s’incurve pour tendre vers l’horizontale. C’est la phase de rupture.

La figure 2.15 illustre les phases successives du comportement d’une dalle en béton armé sous une charge qui augmente progressivement et dont le mode de rupture s’effectue en flexion.

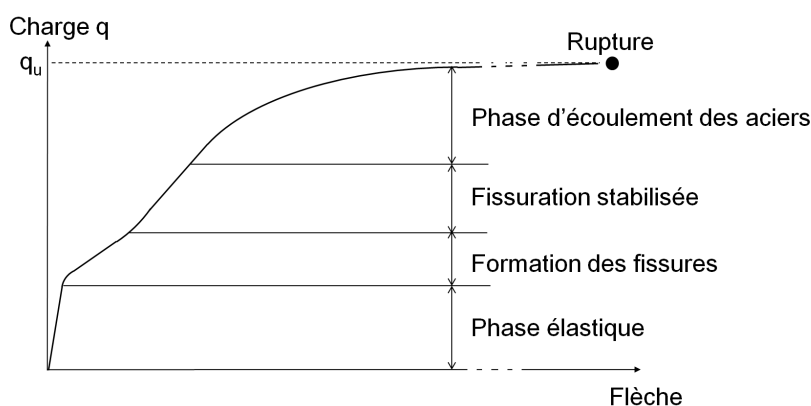


FIGURE 2.15 – Comportement d’une dalle en béton armé sollicitée et ruinant en flexion (Favre *et al.* (1990))

## 2.2.4 Modèles rhéologiques pour le béton

Bien que les structures en béton armé sont très courantes dans le génie civil, il n’en reste pas moins que la modélisation d’un matériau tel que le béton fait l’objet encore aujourd’hui de nombreuses recherches. Le béton est un matériau composite constitué d’agréats et d’une matrice cimentaire. La complexité de cette microstructure induit une rhéologie spécifique. Un comportement non linéaire du béton doit ainsi être pris en compte dès lors que la limite élastique est dépassée, du fait du développement de micro-fissures et donc d’un endommagement du béton (Mazars, 1986). De nombreux modèles numériques décrivant ce comportement sont présentés dans la littérature. A l’échelle d’un volume élémentaire représentatif, Hillerborg *et al.* (1976); Bazant et Oh (1983); Bazant *et al.*

(1983), *etc.* ont proposé des modèles permettant de décrire correctement le comportement du béton. Malheureusement, à l'échelle de la structure, ces modèles sont très coûteux en temps de calcul. C'est la raison pour laquelle un compromis doit être trouvé entre simplicité et bonne représentativité. Classiquement, à l'échelle globale, les approches proposées reposent sur des modèles d'endommagement (Mazars, 1984; La Borderie, 1991) ou des modèles basés sur les théories de la plasticité (Reynouard, 1974) et de la fissuration fixe répartie (Rashid, 1968; De Borst *et al.*, 2004). D'autres modèles font intervenir en plus de la viscosité (Lemaître et Chaboche, 1985; Gatuingt et Pijaudier-Cabot, 2002) ou des phénomènes de glissement (Richard, 2010a,b); ils améliorent ainsi la pertinence des résultats mais augmentent les temps de calcul et sont plus difficiles à mettre en oeuvre.

### 2.2.4.1 Théorie de la plasticité et fissuration fixe répartie

#### 2.2.4.1.1 Modèle CEA

Le modèle de béton proposé par le CEA a été initialement développé par Nahas (1986) et modifié ensuite par Leprêtre *et al.* (1988).

C'est un modèle purement élasto-plastique en contraintes planes adoptant le principe de la fissuration répartie fixe. Ce concept de fissuration répartie, à l'opposé de l'approche de fissuration discrète qui considère la fissure comme une discontinuité géométrique, considère le béton fissuré comme un milieu continu. La fissuration est dans ce cas décrite à l'aide des relations entre contraintes et déformations.

Les modèles à fissuration répartie peuvent se ranger dans deux grandes familles, selon que la direction de fissure reste fixe ou qu'elle est libre de tourner. Le fait de maintenir la direction de fissure fixe permet de préserver la mémoire de l'orientation privilégiée et de rouvrir une ancienne fissure. La plupart des modèles à fissuration répartie fixe ne permettent la création d'une deuxième fissure que dans une direction normale à la première ce qui est le cas notamment du modèle de béton proposé par le CEA. Cette contrainte rigidifie de façon artificielle le comportement du matériau.

- Description du modèle

La surface limite est décrite par deux critères qui rendent compte des différents modes de dommage du béton : critère de Rankine pour la fissuration en traction et critère de Drucker-Prager en compression et bi-compression. Le critère de plasticité utilisé en traction (Rankine) nécessite qu'une contrainte principale dépasse la limite élastique en traction pour sortir du domaine élastique. La surface de charge s'écrit alors :

$$f(\sigma) = \max(\sigma_1, \sigma_2) - f_t^c = 0 \quad (2.24)$$

où  $f$  est la fonction de charge et  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  désignent les contraintes principales. Tant que  $\sigma_1 < f_t^c$  et  $\sigma_2 < f_t^c$ , le matériau a un comportement élastique en traction. Si  $\sigma_1 = f_t^c$  ou  $\sigma_2 = f_t^c$ , alors on a apparition d'une fissure dont l'angle est donné par l'équation :

$$\theta = \frac{1}{2} \arctan\left(\frac{2 \sigma_{12}}{\sigma_1 - \sigma_2}\right) \quad (2.25)$$

ou

$$\theta = \frac{1}{2} \arctan\left(\frac{2 \sigma_{12}}{\sigma_1 - \sigma_2}\right) + \frac{\pi}{2} \quad (2.26)$$

Il s'agit de la direction principale du tenseur des contraintes où la traction est maximale. Il est convenu que lorsqu'une fissure est créée, les seules fissures pouvant alors apparaître font un angle de  $90^\circ$  avec les premières.

En compression et bi-compression, le critère de plasticité utilisé est celui de Drucker-Prager et est indépendant du repère choisi car exprimé en fonction des invariants du tenseur des contraintes :

$$f(\sigma) = \alpha I_1 + \sqrt{3 J_2} - f_c^c = 0 \quad (2.27)$$

où  $I_1$  désigne le premier invariant du tenseur de contraintes et  $J_2$  le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques.

Une fois la fissuration amorcée en traction et/ou le critère de plasticité atteint en compression, l'écoulement plastique est ensuite supposé associé ( $d\epsilon^p = 0$  si  $f(\sigma) \leq 0$  et  $d\epsilon^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma}$  si  $f(\sigma) > 0$  où  $\epsilon^p$  désigne la déformation plastique et  $\lambda$  le multiplicateur plastique) avec un écrouissage isotrope linéaire négatif ( $f(\sigma) = \max(\sigma_1, \sigma_2) - f_t^c - h_1 \lambda_1$  en traction et  $f(\sigma) = \alpha I_1 + \sqrt{3 J_2} - f_c^c - h_2 \lambda_2$  en compression où  $h_1, h_2$  sont les modules d'écrouissage et  $\lambda_1$  et  $\lambda_2$  les multiplicateurs plastiques permettant de caractériser l'adoucissement du béton respectivement en traction et compression). Par ailleurs, afin de prendre en compte le frottement entre les lèvres des fissures, le module de cisaillement initial est multiplié par un coefficient de réduction ( $Betr$ ) compris entre 0 et 1 ( $\tau_{xy} = Betr G \gamma_{xy}$  où  $\tau_{xy}$  et  $G$  désignent respectivement la contrainte et le module de cisaillement et  $\gamma_{xy}$  le déplacement relatif).

La loi de comportement (en traction et compression) du modèle CEA est présentée à la figure 2.16.

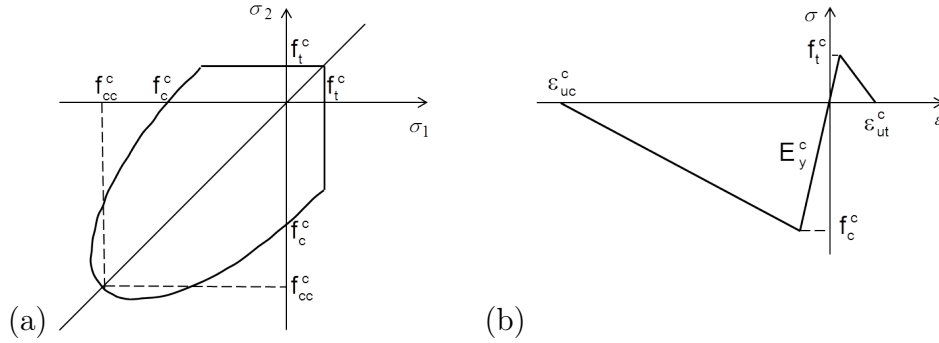


FIGURE 2.16 – Modèle CEA : (a) critères de plasticité : surfaces de charge en traction et compression et (b) comportement uni-axial

- Identification des paramètres

Les paramètres à fournir dans la loi de comportement sont listés dans le tableau 2.10. Ils se déduisent à partir de trois essais de compression uni-axiale, traction uni-axiale et compression bi-axiale. On prend généralement comme résistance à la bi-compression :  $f_{cc}^c = 1,16 f_c^c$ .

- Formulation dans Cast3M

Cette loi de comportement développée par le CEA est intitulée "Béton en contraintes planes" dans Cast3M. Le modèle de comportement, dénommé ici "MODB1", à associer à l'objet de type maillage, dénommé ici "Maillage", est défini de la façon suivante :

MODB1 = MODE Maillage MECANIQUE ELASTIQUE ISOTROPE PLASTIQUE  
BETON QUA4 (ou SEG2 ou TRI3 ou COQ4) ;

où :

MECANIQUE décrit le domaine physique ;

ELASTIQUE ISOTROPE PLASTIQUE BETON décrit la loi de comportement ;

et QUA4 désigne le type d'éléments finis.

A ce modèle doivent être associées a minima les propriétés matérielles suivantes (tableau 2.10) :

MATB1 = MATE Maillage YOUN  $E_y^c$  NU  $\nu^c$  RHO  $\rho^c$  LTR1  $f_t^c$  ETR1  $\epsilon_{ut}^c$   
LCS  $f_c^c$  ECS  $\epsilon_{uc}^c$  LBIC  $f_{cc}^c$  BETR 0.1.

- Variables internes

Le modèle CEA est régi par 17 variables internes permettant de connaître l'état du matériau à tout instant en termes de rigidité, de résistance ou de niveau de déformation atteint au cours du chargement. Ces variables sont décrites au tableau 2.11. La première

TABLE 2.10 – Paramètres du modèle CEA

Paramètre	Désignation dans Cast3M	Valeur proposée par défaut dans Cast3M	Symbole	Unité
Module d'Young	YOUN	-	$E_y^c$	Pa
Coefficient de Poisson	NU	-	$\nu^c$	-
Masse volumique	RHO	-	$\rho^c$	kg/m <sup>3</sup>
Limite en traction dans la 1 <sup>re</sup> direction	LTR1	$1,2 \times 10^{-4} E_y^c$	$f_t^c$	Pa
Déformation à la rupture en traction dans la 1 <sup>re</sup> direction	ETR1	$\frac{3 LTR1}{E_y^c}$	$\epsilon_{ut}^c$	-
Limite en traction dans la 2 <sup>e</sup> direction	LTR2	LTR1	$f_t^c$	Pa
Déformation à la rupture en traction dans la 2 <sup>e</sup> direction	ETR2	$\frac{3 LTR2}{E_y^c}$	$\epsilon_{ut}^c$	-
Limite en compression simple	LCS	$1,2 \times 10^{-3} E_y^c$	$f_c^c$	Pa
Déformation à la rupture en compression simple	ECS	$\frac{10 f_c^c}{E_y^c}$	$\epsilon_{uc}^c$	-
Limite en bi-compression	LBIC	-	$f_{cc}^c$	-
Composante suivant x du vecteur VF1 définissant la direction 1 associée à LTR1	VF1X	1		-
Composante suivant y du vecteur VF1	VF1Y	0		-
Coefficient de réduction du module de cisaillement en cas de fissuration	BETR	0,1	$Betr$	-

variable interne EPSE correspond à la déformation plastique cumulée. 16 variables pour chaque direction sont ensuite nécessaires pour pouvoir suivre l'évolution du comportement du béton fissuré. Les variables DAM1 et DAM2 caractérisent la réduction de la résistance en traction en phase d'adoucissement dans chaque direction et sont égales à  $\left(1 - \frac{\text{valeur actualisée de } f_t^c}{\text{valeur initiale de } f_t^c}\right)$  ce qui donne pour un béton fissuré DAM = 1 et pour un béton sain DAM = 0. La variable LAMD est le multiplicateur plastique associé à la déformation plastique du critère de Drucker-Prager et défini selon la formule classique de l'écoulement plastique associé :  $d\epsilon^p = d\lambda \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma}$  où f désigne la fonction de plasticité.

TABLE 2.11 – Variables internes du modèle CEA

Désignation dans Cast3M	Signification	Unité
EPSE	Déformation plastique cumulée	-
DAM1, DAM2	Réduction de la résistance en traction dans les directions principales 1 et 2 (0 pour un béton sain et 1 pour un béton fissuré)	-
OUV1, OUV2	Ouvertures initiales des fissures dans les directions principales 1 et 2	-
LAMD	Multiplicateur plastique associé à la déformation plastique du critère de Drucker-Prager	$(Pa.s)^{-1}$
VI1X, VI1Y	Cosinus directeurs des vecteurs définissant la direction de la première fissure	-
VI2X, VI2Y	Cosinus directeurs des vecteurs définissant la direction de la deuxième fissure	-

- Implémentation numérique

Le modèle permet de modéliser :

- le comportement fragile du béton en traction ;
- le comportement élasto-plastique en compression (sans endommagement c'est-à-dire sans réduction de rigidité du matériau) ;

mais ne permet pas de gérer la refermeture des fissures donc les chargements cycliques.

Le modèle présenté n'est utilisable qu'en contraintes planes 2D, avec des éléments massifs ou coques minces. Une version de ce modèle existe toutefois en déformations planes, axisymétrique et en 3D.

#### 2.2.4.1.2 Modèle BETON\_INSA

Le modèle BETON\_INSA est un modèle élasto-plastique à fissuration répartie fixe construit dans le cadre de la théorie de la plasticité en contraintes planes permettant la description de cycles de chargement-déchargement ainsi que l'endommagement du matériau en compression.

Il diffère de la loi de comportement précédente par la forme et la loi d'écoulement des surfaces de charge et par la possibilité de prendre en compte un chargement cyclique en utilisant une technique visant à gérer correctement l'ouverture et la refermeture des fissures en restaurant les rigidités correspondantes.

Le modèle BETON\_INSA a été développé en 1990 (Merabet, 1990; Merabet *et al.*, 1999) puis validé pour des structures soumises à des chargements sismiques (Ile et Rey-

nouard, 2000, 2005). Il a ensuite été utilisé ces dernières années dans le domaine sismique (Brun *et al.*, 2011, 2003; Gallitre, 2008; Tataie, 2011; Tataie *et al.*, 2012) mais aussi avalanches (Bertrand *et al.*, 2010).

- Description du modèle

- Béton intègre

Tant que le béton n'est pas fissuré, la théorie de la plasticité est utilisée. Les surfaces de charge pour le domaine des tractions et des compressions sont définies par le critère de Nadaï, de la famille des critères de Drucker-Prager (figure 2.17), qui est décrit par une relation linéaire entre les contraintes octaédrales  $\sigma_{oct} = \frac{I_1}{3}$  et  $\tau_{oct} = \sqrt{\frac{2J_2}{3}} = \sqrt{\frac{2}{9}} \sigma_{eq}$  où  $I_1$  désigne le 1<sup>er</sup> invariant du tenseur des contraintes,  $J_2$  le 2<sup>d</sup> invariant du déviateur des contraintes et  $\sigma_{eq}$  la contrainte équivalente de Von Mises.

Pour le domaine des compressions ( $\sigma_1 < 0$  et  $\sigma_2 < 0$ ), l'expression de la surface de charge ultime est définie par :

$$f(\sigma) = \frac{\tau_{oct} + a \sigma_{oct}}{b} - f_c^c = 0 \quad (2.28)$$

Pour le domaine des tractions c'est-à-dire traction pure ou traction-compression ( $\sigma_1 > 0$  et/ou  $\sigma_2 > 0$ ), la surface de fissuration s'exprime par :

$$f(\sigma) = \frac{\tau_{oct} + c \sigma_{oct}}{d} - f_t^c = 0 \quad (2.29)$$

où :

$$a = \sqrt{2} \frac{\beta - 1}{2\beta - 1}, b = \frac{\sqrt{2}}{3} \frac{\beta}{2\beta - 1} \text{ et } \beta = \frac{f_c^c}{f_{cc}^c} \text{ (voisin de 1,16)}$$

$$c = \sqrt{2} \frac{1 - \alpha}{1 + \alpha}, d = \frac{2\sqrt{2}}{3} \frac{\alpha}{1 + \alpha} \text{ et } \alpha = \frac{f_t^c}{f_c^c} \text{ (voisin de 0,1)}$$

et  $f_t^c$  désigne la résistance du béton en traction uni-axiale,  $f_c^b$  la résistance en compression uni-axiale et  $f_{cc}^c$  la résistance en compression bi-axiale. Les paramètres du critère a, b, c et d sont déduits des trois essais de compression uni-axiale, traction uni-axiale et compression bi-axiale.

En supposant l'existence d'une surface seuil fonction des invariants du tenseur des contraintes à l'intérieur de laquelle le comportement reste élastique, on peut définir une surface de charge initiale en compression déduite de la surface de charge ultime en considérant une fonction d'écrouissage isotrope  $\zeta$  dépendante de la déformation plastique cumulée  $\kappa$ . On admet ainsi l'existence d'un domaine initial d'élasticité correspondant à environ 30 % de la surface de charge ultime et une équation des surfaces de charge s'écrivant :

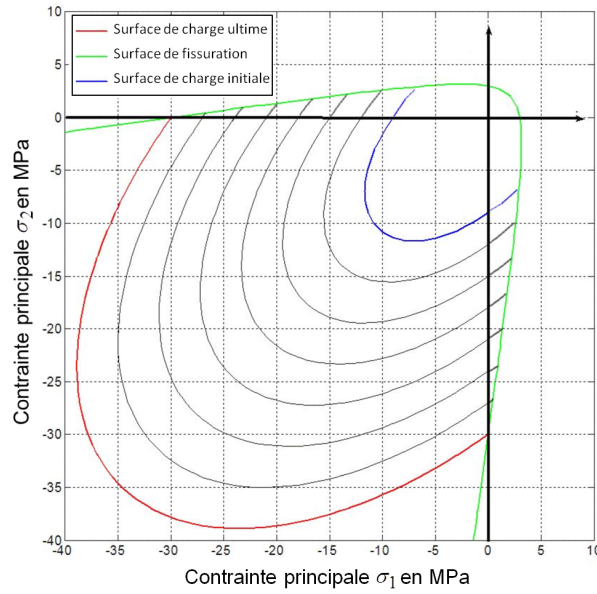


FIGURE 2.17 – Surfaces de charge et de rupture dans le plan des contraintes principales pour la loi BETON\_INSA

$$f(\sigma, \kappa) = \frac{\tau_{oct} + a \sigma_{oct}}{b} - \zeta(\kappa) = 0 \quad (2.30)$$

avec  $\sigma_1 < 0$  et  $\sigma_2 < 0$  ou  $\sigma_1 < 0$  et  $\sigma_2 > 0$ .

La surface de charge évolue homothétiquement au fur et à mesure que les déformations plastiques progressent, aussi bien en compression bi-axiale qu'en traction-compression. C'est la variable  $\kappa$  qui pilote cette évolution. L'évolution de la surface de charge initiale jusqu'à la surface de rupture en compression suit un écrouissage isotrope positif. Pour le régime adoucissant intervient ensuite une règle d'écrouissage isotrope linéaire négatif lorsque la contrainte ultime en compression est atteinte.

A partir d'une idéalisation parabolique (en régime pré-pic) du comportement du béton en compression simple (figure 2.18a), l'équation de la courbe de compression uni-axiale contrainte - déformation plastique équivalente cumulée  $(\zeta, \kappa)$ , en supposant que celle-ci est peu différente d'une ellipse, peut être exprimée sous la forme :

$$\left( \frac{\kappa - \kappa_{pic}}{\kappa_{pic}} \right)^2 + \left( \frac{\zeta - \theta f_{cb}}{(1 - \theta) f_c^c} \right)^2 = 1 \quad (2.31)$$

avec  $0 \leq \theta < 1$ , seuil initial

d'où l'on tire :



pour  $0 < \kappa < \kappa_{pic}$ ,

$$\zeta = f_c^c \left( \theta + (1 - \theta) \sqrt{1 - \left( \frac{\kappa - \kappa_{pic}}{\kappa_{pic}} \right)^2} \right)$$

$$H^p = \frac{d\tau}{d\kappa} = f_c^b \frac{(1 - \theta)(\kappa_{pic} - \kappa)}{\kappa_{pic}^2 \sqrt{1 - \left( \frac{\kappa - \kappa_{pic}}{\kappa_{pic}} \right)^2}}$$

pour  $\kappa_{pic} < \kappa < \kappa_{rupture}$ ,

$$\zeta = f_c^c \frac{0,95 \kappa + 0,05}{\kappa_{pic} - \kappa_{rupture}} \quad (2.32)$$

$$H^p = \frac{0,95 f_c^c}{\kappa_{pic} - \kappa_{rupture}}$$

pour  $\kappa > \kappa_{rupture}$ ,

$$\zeta = 0,05 f_c^c$$

$$H^p = 0$$

où  $\kappa_{pic}$  est la déformation plastique au pic,  $\kappa_{rupture}$  la déformation plastique à la rupture et  $H^p$  le module plastique intervenant dans la consistance du critère de plasticité qui correspond à la pente de la courbe  $(\zeta, \kappa)$  présentée à la figure 2.18b.

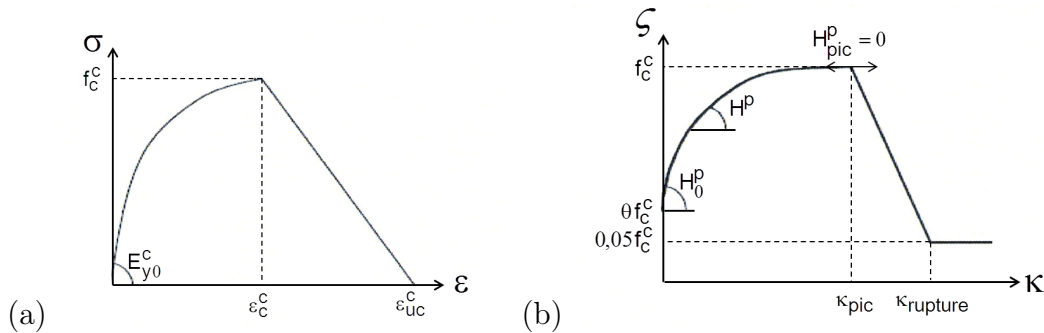


FIGURE 2.18 – Modèle BETON\_INSA : (a) idéalisation parabolique de la réponse du béton en compression uni-axiale et (b) courbe d'écrouissage contrainte-déformation plastique cumulée (sans les déformations élastiques) avec comme valeur recommandée  $\theta = 0,3$

- Béton fissuré

L'état fissuré du béton est initié lorsque la surface de fissuration (figure 2.17) est

atteinte en traction. Une fissure virtuelle est créée perpendiculairement à la direction de la contrainte principale de traction ainsi atteinte (figure 2.19) et cette orientation est considérée fixe jusqu'à la fin de la simulation (théorie de la fissuration fixe). Une seconde fissure ne peut apparaître que perpendiculairement à la première.

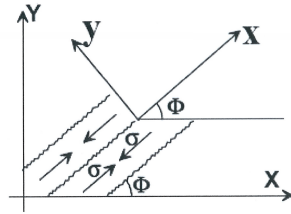


FIGURE 2.19 – Repère lié à la fissure

Le modèle de plasticité bi-axiale est alors abandonné et une loi orthotrope activée : le comportement du béton est désormais considéré comme uni-axial dans les deux directions parallèle et perpendiculaire à la fissure. Dans un système d'axes  $(x, y)$  parallèle et perpendiculaire à la direction de la fissure tourné d'un angle  $\phi$  par rapport au repère global  $(X, Y)$ , les relations contraintes et déformations sont données par :

$$\{\sigma'\} = [T] \{\sigma\} \text{ et } \{\epsilon'\} = [T] \{\epsilon\} \quad (2.33)$$

$[T]$  étant la matrice de rotation définie par :

$$[T] = \begin{pmatrix} \cos^2 \phi & \sin^2 \phi & 2 \cos \phi \sin \phi \\ \sin^2 \phi & \cos^2 \phi & -2 \cos \phi \sin \phi \\ -\cos \phi \sin \phi & \cos \phi \sin \phi & \cos^2 \phi - \sin^2 \phi \end{pmatrix}$$

#### - Loi uni-axiale cyclique

Après fissuration, le comportement du béton est décrit dans chaque direction par une loi uni-axiale cyclique. Le tenseur des contraintes dans le repère local est complété par la contrainte de cisaillement calculée élastiquement avec un module de cisaillement réduit pour rendre compte de l'effet de frottement des lèvres de la fissure. Cet effet est implicitement pris en compte dans la loi en diminuant le module de cisaillement initial par l'intermédiaire d'un coefficient de transfert de cisaillement dont les valeurs à adopter dépendent du contexte et varient de 0 à 1. Une valeur de 0,4 est toutefois recommandée.

Cette loi permet de restituer les principaux phénomènes observés lors d'un chargement constitué d'un petit nombre de cycles, comme l'illustrent les figures 2.20 et 2.21 qui

montrent respectivement le chemin contrainte-déformation d'un point initialement tendu ou comprimé soumis à un chargement cyclique.

*Comportement uni-axial d'un point initialement tendu :*

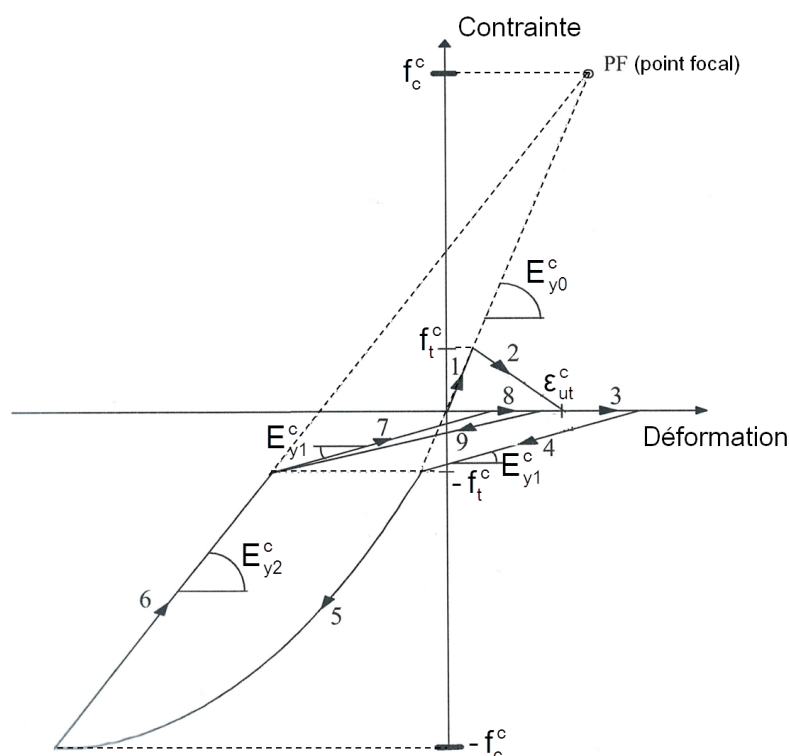


FIGURE 2.20 – Modèle BETON\_INSA : comportement uni-axial cyclique d'un point fissuré initialement tendu

Trajet 1 : le béton se charge élastiquement jusqu'au point de fissuration correspondant à  $f_t^c$  ;

Trajet 2 : le béton se fissure en se déformant avec une raideur négative jusqu'à la déformation  $\epsilon_{ut}^c$  ;

Trajet 3 : le béton se déforme à contrainte nulle ;

Trajet 4 : lorsque la sollicitation change de sens, une contrainte de compression croissante est nécessaire pour refermer progressivement la fissure (pente  $E_{y1}^c \neq E_{y0}^c$ ). Cette fissure est considérée refermée lorsque la contrainte passe en dessous de  $-f_t^c$ , niveau à partir duquel la raideur est restaurée ;

Trajet 5 : le béton se déforme suivant le diagramme de déformation en compression. On observe que la pente au départ est la même que la pente de la déformation initiale en traction, ce qui correspond à la phase élastique ;

Trajet 6 : lorsque le sens de la sollicitation s'inverse encore, le béton se déforme élastiquement suivant une droite de pente  $E_{y2}^c$  passant par le point focal  $(f_c^c, \epsilon_0^c)$  avec  $\epsilon_0^c = \frac{f_c^c}{E_{y0}^c}$ . Le module de décharge  $E_{y2}^c$  est différent du module initial suite à l'endommagement du béton en compression.

Trajet 7 : lorsque la contrainte atteint  $-f_t^c$ , le module devient  $E_{y1}^c$ , qui est le même que pour la phase de refermeture de la fissure ;

Trajet 8 : le béton se déforme à contrainte nulle compte-tenu d'une fissure désormais existante ;

Les trajets 8 et 9 suivent les mêmes règles que les trajets 3 et 4.

*Comportement uni-axial d'un point initialement comprimé :*

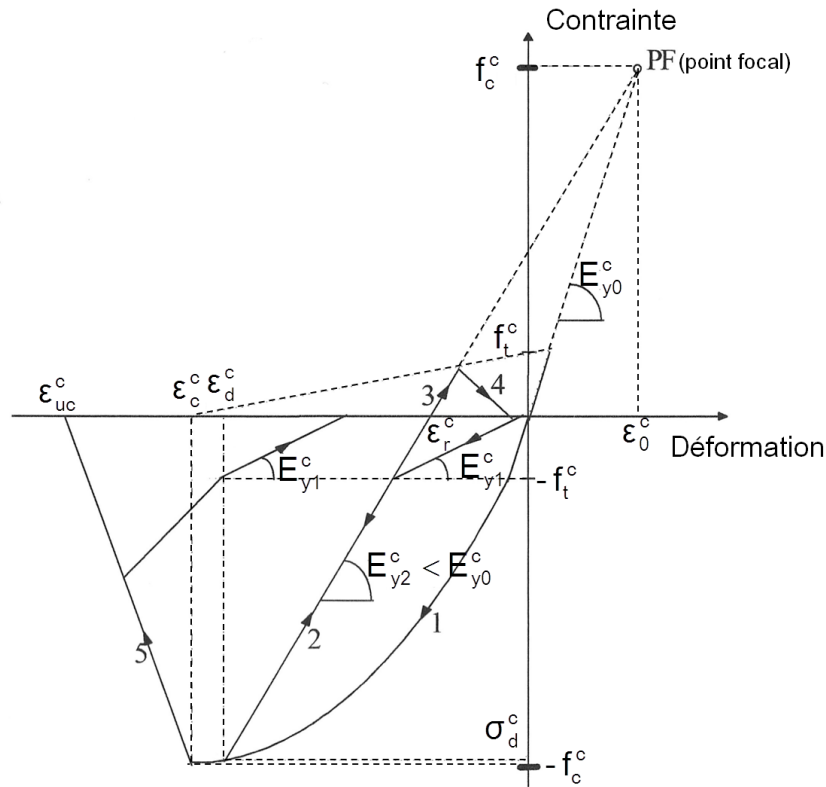


FIGURE 2.21 – Modèle BETON\_INSA : comportement uni-axial cyclique d'un point fissuré initialement comprimé

La principale différence avec le cas du point initialement tendu est la diminution de la résistance en traction du fait de l'endommagement du béton en compression. Cette résistance est modifiée de la façon suivante, comme le suggèrent Morita et Kaku (1975) :

$$\begin{cases} f_t^c = f_t^c (1 - \frac{\epsilon_r^c}{\epsilon_c^c}) & \text{si } \epsilon_r^c > \epsilon_c^c \\ f_t^c = 0 & \text{si } \epsilon_r^c \leq \epsilon_c^c \end{cases} \quad (2.34)$$

$f_t^c$  étant la résistance du béton en traction simple,  $\epsilon_r^c$  la déformation résiduelle et  $\epsilon_c^c$  la déformation au pic de contrainte en compression ( $\sigma = -f_c^c$ ). La déformation résiduelle est quant à elle obtenue en considérant la raideur de décharge endommagée et est donnée par la relation suivante :

$$\epsilon_r^c = \epsilon_d^c - (\epsilon_d^c - \epsilon_0^c) \frac{\sigma_d^c}{\sigma_d^c - E_{y0}^c \epsilon_0^c} \quad (2.35)$$

$\sigma_d^c$  et  $\epsilon_d^c$  étant les contraintes et déformations du béton à l'instant de la décharge de compression. Le trajet 5 correspond à l'adoucissement du béton en compression. On obtient cette pente de la branche descendante à partir de la déformation ultime du béton et de la déformation au pic.

- Identification des paramètres

Les paramètres à fournir dans la loi de comportement sont listés dans le tableau 2.12. Ils se déduisent à partir d'un essai de compression uni-axiale et d'un essai de traction uni-axiale. Si une valeur de l'énergie de fissuration est donnée, il n'est pas nécessaire de donner EPUT.

- Formulation dans Cast3M

Le modèle de comportement à associer à l'objet de type maillage est défini de la façon suivante :

MODB1 = MODE Maillage MECANIQUE ELASTIQUE ISOTROPE PLASTIQUE  
BETON\_INSA QUA4 (ou TRI3 ou DKT INTEGRE 3 ou 5) ;

auquel on associe a minima les propriétés matérielles suivantes :

MATB1 = MATE Maillage YOUN  $E_y^c$  NU  $\nu^c$  RHO  $\rho^c$  ALFB  $\frac{f_t^c}{f_c^c}$  LCS  $f_c^c$   
EMAX  $\epsilon_{uc}^c$  EPUT  $\epsilon_{ut}^c$  FTC 0.4.

- Variables internes

Le modèle BETON\_INSA est régi par 36 variables internes listées au tableau 2.13 permettant de connaître l'état du matériau à tout instant en termes de rigidité, de résistance ou de niveau de déformation atteint au cours du chargement cyclique alterné. Les deux premières variables internes EPSE et TXDF correspondent respectivement à la déformation plastique cumulée et au taux de déformation dans la direction normale à l'élément ( $\dot{\epsilon}_z$ , utilisé pour le traitement des contraintes planes c'est-à-dire pour contrôler que  $\Delta\sigma_z = 0$ ),

TABLE 2.12 – Paramètres du modèle BETON\_INSA

Paramètre	Désignation dans Cast3M	Valeur proposée dans Cast3M	Symbole	Unité
Module d'Young	YOUN	-	$E_y^c$	Pa
Coefficient de Poisson	NU	-	$\nu^c$	-
Masse volumique	RHO	-	$\rho^c$	kg/m <sup>3</sup>
Résistance (ou contrainte ultime) en compression simple	LCS	$10^{-3} E_y^c$	$f_c^c$	Pa
Déformation ultime (ou de rupture) en compression simple	EMAX	$\frac{10 f_c^c}{E_y^c}$	$\epsilon_{uc}^c$	-
Rapport des résistances en traction simple et compression simple	ALFB	0, 1		-
Déformation ultime (ou de rupture) en traction simple	EPUT	$\frac{3 f_t^c}{E_y^c}$	$\epsilon_{ut}^c$	Pa
Facteur de transfert de cisaillement en cas de fissuration	FTC	0, 1 par défaut	$Ftc$	-
Énergie de fissuration	GFTR	0, 15 si EPUT n'est pas donné	$G_f$	

utiles seulement lorsque le matériau est non fissuré. 16 autres variables pour chaque direction d'orthotropie sont nécessaires pour pouvoir suivre l'évolution du comportement du béton fissuré. Ces variables concernent d'une part les indicateurs d'états (point fissuré : fissure ouverte ou fermée, point plastifié : régime adoucissant ou post-rupture) et d'autre part des points focaux correspondant aux différentes ruptures de pente de la loi uni-axiale ainsi que des modules tangents.

- Implémentation numérique

Le modèle permet de modéliser :

- le comportement fragile du béton en traction ;
- le comportement élasto-plastique avec endommagement en compression ;
- le comportement cyclique du béton (refermeture des fissures par une reprise de rigidité).

On notera que pour le modèle BETON\_INSA, outre les éléments massifs, seul l'élément fini DKT est utilisable.

TABLE 2.13 – Variables internes du modèle BETON\_INSA

Désignation dans Cast3M	Signification
EPSE	Déformation plastique cumulée
TXDF	Taux de déformation dans la direction normale à l'élément ( $\dot{\epsilon}_z$ )
DCO1	Déformation corrigée* dans la direction x du repère local de l'élément ( $\epsilon_{xx}$ )
DCO2	Déformation corrigée* dans la direction y du repère local de l'élément ( $\epsilon_{yy}$ )
DCO4	Déformation corrigée* de cisaillement du béton fissuré dans le repère xy ( $\gamma_{xy}$ )
TETA	Angle entre la direction normale à la fissure et l'axe x du repère local de l'élément
TAN1 ou TAN2	Module tangent dans la direction 1 (direction normale à la fissure) ou 2 (direction parallèle à la fissure), correspondant initialement à $E_{y0}^c$ dans les figures 2.20 et 2.21
EPC1 ou EPC2	Déformation en compression correspondant à $-f_t^c$ (direction 1 ou 2)
ETS1 ou ETS2	Pente dans le régime adoucissant en traction (direction 1 ou 2), correspondant au trajet 2 de la figure 2.20
RTM1 ou RTM2	Résistance en traction actuelle (direction 1 ou 2), correspondant par exemple à l'intersection des trajets 3 et 4 de la figure 2.21
EFR1 ou EFR2	Déformation résiduelle après décharge en compression (direction 1 ou 2), correspondant à $\epsilon_r^c$ dans la figure 2.21
ESC1 ou ESC2	Déformation en compression à l'instant de la décharge en compression (direction 1 ou 2), correspondant à $\epsilon_d^c$ dans la figure 2.21
EDT1 ou EDT2	Pente de décharge en traction (direction 1 ou 2), correspondant à la refermeture de la fissure (trajet 4 de la figure 2.20)
EDC1 ou EDC2	Pente de décharge en compression (direction 1 ou 2), correspondant au module $E_{y2}^c$ de la figure 2.20 (trajet 6)
SEQ1 ou SEQ2	Contrainte équivalente (direction 1 ou 2) ( $ \sigma_1 $ ou $ \sigma_2 $ )
EMA1 ou EMA2	Déformation maximale atteinte en compression (direction 1 ou 2) ( $ \epsilon_1 $ ou $ \epsilon_2 $ )
IPL1 ou IPL2	Indicateur de plasticité (direction 1 ou 2)
IFI1 ou IFI2	Indicateur de fissuration (direction 1 ou 2), fissure ouverte = 1, fissure fermée = 0
JFI1 ou JFI2	Indicateur de fissuration (direction 1 ou 2), point fissuré = 1, point intègre = 0
JFIS	Indicateur d'état, calculé aux points de Gauss, correspondant à l'initialisation de la fissuration ; il vaut 1 lorsque le traitement de la fissuration est abordé et 0 dans le cas contraire
IETA	Indicateur d'état valant 0 si le matériau est élastique ou 1 s'il est plastique à l'instant considéré
OUV1 ou OUV2	Indicateur d'ouverture (direction 1 ou 2)

\* Correction pour le traitement des contraintes planes

### 2.2.4.2 Théorie de l'endommagement : Modèle Mazars

Ce modèle de comportement (Mazars, 1984) est de type élastique-endommageable, basé sur la théorie de l'endommagement qui permet de décrire la diminution de rigidité du matériau sous l'effet de la création de micro-fissures dans le béton à l'aide d'une variable d'endommagement scalaire  $D$  variant entre 0 (pour le matériau sain) et 1 (pour le matériau totalement endommagé, c'est-à-dire sans rigidité). D'une façon générale, l'objet de la mécanique de l'endommagement est de traduire macroscopiquement l'influence de la dégradation par naissance, croissance et coalescence de micro-défauts au sein de la matière. L'endommagement a des conséquences multiples sur le comportement mécanique des matériaux comme par exemples :

- la modification du comportement élastique qui se traduit par un changement des caractéristiques mécaniques telles que le module d'Young ;
- la modification du comportement visco-plastique ou plastique (notamment pour les métaux) ;
- la création de déformations résiduelles en dehors de toute plasticité (c'est le cas des matériaux dits fragiles).

Le modèle de Mazars ne retient que la modification du comportement élastique qui se traduit par une loi de comportement couplant élasticité et endommagement. Est donc ignorée toute manifestation de plasticité ou de viscosité, ce qui ne permet pas de traiter des problèmes de chargements de longue durée (fluage-relaxation).

Dans le cas général, l'endommagement conduit à une évolution anisotrope des caractéristiques mécaniques d'où une variable d'endommagement à caractère tensoriel. Pour réduire le nombre de variables internes afin de simplifier l'identification et les calculs de structure, Mazars (1984) a fait le choix d'un endommagement isotrope d'où une variable d'endommagement scalaire  $D$ . Son modèle s'appuie sur un critère d'endommagement écrit en déformation et décrivant la dissymétrie traction-compression (Mazars, 1984; Mazars et Pijaudier-Cabot, 1989; Bottoni et Michel-Ponnelle, 2009).

- Description du modèle

L'approche permet de décrire le comportement 3D d'un matériau élastique isotrope endommageable avec une variable d'endommagement scalaire  $D$ . Le module d'Young est égal à  $E_y^c (1 - D)$  et la contrainte est donnée par l'équation 2.36 (loi de Hooke modifiée) :

$$\sigma_{ij} = \frac{E_y^c (1 - D)}{1 + \nu^c} \left( \epsilon_{ij} + \frac{\nu^c}{1 - 2\nu^c} \epsilon_{kk} \delta_{ij} \right) \quad (2.36)$$

où  $\sigma_{ij}$  et  $\epsilon_{ij}$  sont respectivement les tenseurs des contraintes et des déformations et  $\delta_{ij}$



le symbole de Kronecker. La variable d'endommagement est divisée en deux parties : une partie  $D_t$  due à des déformations en traction et une autre  $D_c$  due à des déformations de compression.

$$D = (\alpha_c)^\beta D_c + (\alpha_t)^\beta D_t \quad (2.37)$$

où le coefficient  $\beta$  est un paramètre matériau qui permet, lorsqu'il est supérieur à 1, d'améliorer la réponse en cisaillement et  $\alpha_c$  et  $\alpha_t$  sont tels que  $\alpha_c + \alpha_t = 1$ , avec  $\alpha_t = 1$  en cas de traction pure,  $\alpha_t = 0$  en cas de compression pure et

$$\alpha_t = \frac{\sum_{i=1}^3 [\langle \epsilon_i \rangle_+ \epsilon_{ti}]}{\tilde{\epsilon}^2} \quad (2.38)$$

où  $\epsilon_i$  est la déformation principale dans la direction  $i$  et  $\langle \epsilon_i \rangle_+$  est la valeur positive de  $\epsilon_i$  et traduit une extension ( $\langle \epsilon_i \rangle_+ = \epsilon_i$  si  $\epsilon_i \geq 0$  et  $\langle \epsilon_i \rangle_+ = 0$  si  $\epsilon_i < 0$ ).  $\epsilon_t$  est la déformation créée par les contraintes principales positives soit :

$$\epsilon_t = \frac{1 + \nu^c}{E_y^c} \langle \sigma \rangle_+ - \frac{\nu^c}{E_y^c} \text{tr}(\langle \sigma \rangle_+) \quad (2.39)$$

L'endommagement est piloté par le tenseur des déformations équivalent  $\tilde{\epsilon}$  calculé dans le repère principal du tenseur des déformations selon l'équation 2.40, à partir des déformations principales positives (extension). Si l'on considère un élément de volume de matériau sain et un élément de volume de matériau endommagé, l'équivalence en contrainte traduit le fait que l'on obtient sur le matériau sain équivalent la même contrainte  $\sigma$  en lui appliquant la déformation équivalente  $\tilde{\epsilon}$  que le matériau endommagé subissant la contrainte  $\sigma$ .

$$\tilde{\epsilon} = \sqrt{\langle \epsilon_1 \rangle_+^2 + \langle \epsilon_2 \rangle_+^2 + \langle \epsilon_3 \rangle_+^2} \quad (2.40)$$

Dans le cas d'une traction de direction  $i$ ,  $\tilde{\epsilon} = \epsilon_i$ . Dans le cas d'une compression de direction 1 ( $\epsilon_1 < 0$ ),  $\tilde{\epsilon} = \sqrt{(\epsilon_2)^2 + (\epsilon_3)^2} = -\nu^c \epsilon_1 \sqrt{2}$ . Dans le cas d'une compression bi-axiale suivant 1 et 2 et telle que  $\epsilon_1$  et  $\epsilon_2$  soient négatives,  $\tilde{\epsilon} = \sqrt{(\epsilon_3)^2} = \frac{\nu^c}{1-\nu^c} \sqrt{(\epsilon_1 + \epsilon_2)^2}$ . Dans le cas d'une compression tri-axiale telle que  $\epsilon_1$ ,  $\epsilon_2$  et  $\epsilon_3$  soient négatives :  $\tilde{\epsilon} = 0$ .

Les endommagements de compression et de traction sont définis par les équations 2.41 et 2.42 dès lors que  $\tilde{\epsilon} \geq \epsilon_{d0}$  :

$$D_c = 1 - \frac{\epsilon_{d0} (1 - A_c)}{\tilde{\epsilon}} - A_c \exp(B_c (\epsilon_{d0} - \tilde{\epsilon})) \quad (2.41)$$

(borné entre 0 et 1)

$$D_t = 1 - \frac{\epsilon_{d0} (1 - A_t)}{\tilde{\epsilon}} - A_t \exp(B_t (\epsilon_{d0} - \tilde{\epsilon})) \quad (2.42)$$

(borné entre 0 et 1)

où  $\epsilon_{d0}$ ,  $A_c$ ,  $B_c$ ,  $A_t$  et  $B_t$  sont des paramètres matériaux en nombre limité permettant de décrire le début de l'endommagement et la forme des courbes contrainte-déformation. Ces paramètres peuvent être déterminés facilement à partir de tests simples de compression et traction. Les comportements uni-axiaux en traction et compression de ce modèle sont présentés à la figure 2.22.

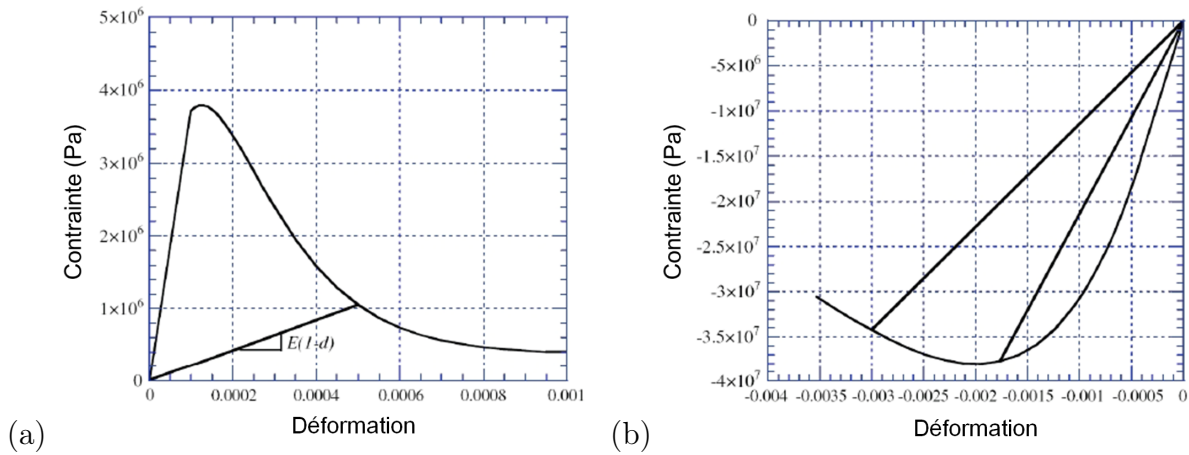


FIGURE 2.22 – Modèle d'endommagement de Mazars : réponse uni-axiale (a) en traction et (b) en compression (Mazars *et al.*, 2006)

- Influence de la valeur des différents paramètres

- Endommagement en traction

*Seuil d'endommagement  $\epsilon_{d0}$*

Comme l'on peut le voir dans la figure 2.23, le seuil d'endommagement agit bien évidemment sur la contrainte au pic mais également sur la forme de la courbe au-delà du pic; la chute est d'autant moins brutale que  $\epsilon_{d0}$  est petit.

*Coefficients  $A_t$  et  $B_t$*

Ils permettent de moduler la forme de la courbe post-pic en traction.  $A_t$  introduit une asymptote horizontale en fin d'adoucissement qui correspond à l'axe  $\sigma = 0$  pour  $A_t = 1$  et l'horizontale passant par le pic de contrainte en traction pour  $A_t = 0$  (figure 2.24a).  $B_t$ , selon sa valeur, peut correspondre à une chute brutale de contrainte ( $B_t < 10^4$ )

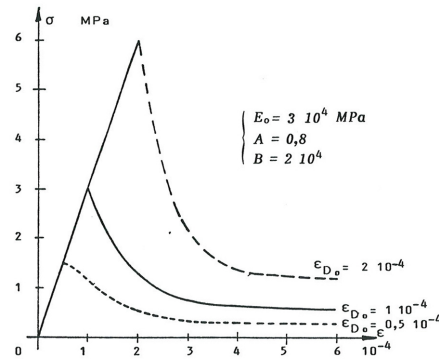


FIGURE 2.23 – Influence du seuil d’endommagement  $\epsilon_{D0}$  dans le cas d’un essai uni-axial de traction (Mazars, 1984)

ou à une phase préliminaire d’accroissement de contrainte suivie, après passage par un maximum, d’une décroissance plus ou moins rapide (figure 2.24b). Les plages de variations des différents paramètres qui sont à considérer pour modéliser le comportement en traction sont les suivantes :

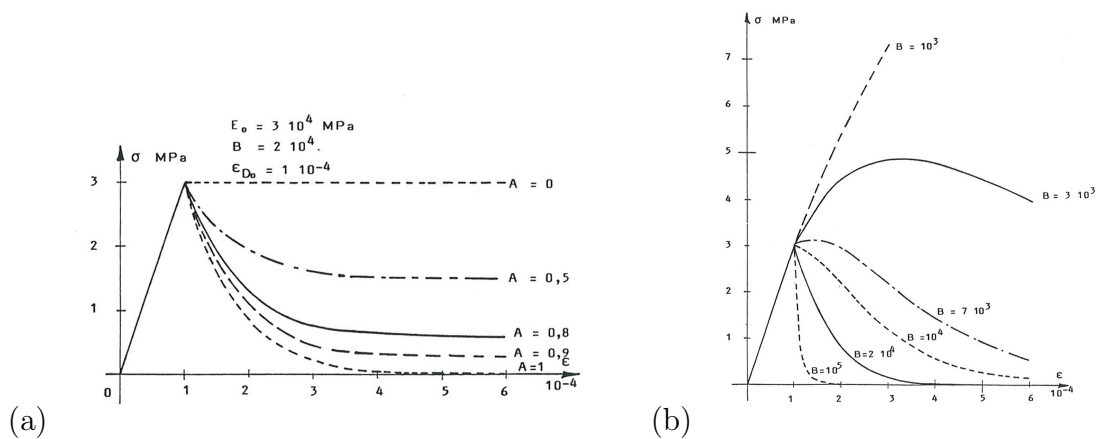


FIGURE 2.24 – Influence (a) du coefficient  $A_t$  et (b) du coefficient  $B_t$  dans le cas d’un essai uni-axial de traction (Mazars, 1984)

$$\begin{cases} 0,5 \times 10^{-4} < \epsilon_{D0} < 1,5 \times 10^{-4} \\ 0,7 < A_t < 1 \\ 10^4 < B_t < 10^5 \end{cases}$$

- Endommagement en compression

De la même façon, les coefficients  $A_c$  et  $B_c$  interviennent sur la forme des courbes post-pic en compression comme présenté à la figure 2.25, avec les plages de variation courantes

suivantes :  $1 < A_c < 1,5$  et  $10^3 < B_c < 2 \times 10^3$ .

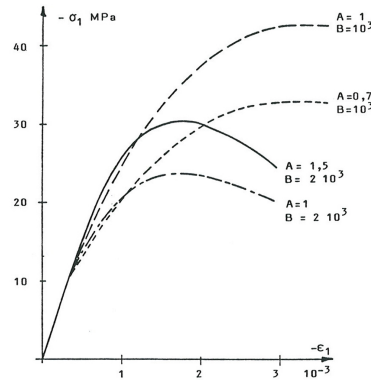


FIGURE 2.25 – Influence des coefficients  $A_c$  et  $B_c$  dans le cas d'un essai uni-axial de compression (Mazars, 1984)

- Identification des paramètres

Outre les deux paramètres élastiques  $E_y^c$  et  $\nu^c$ , le modèle Mazars fait intervenir les 6 autres paramètres suivants :

$\epsilon_{d0}$  : seuil initial en déformation ;

$A_t$  et  $B_t$  : paramètres pour la traction ;

$B_c$  et  $A_c$  : paramètres pour la compression ;

$\beta$  : coefficient qui réduit l'effet de l'endommagement lorsque le matériau est soumis au cisaillement.

Une méthodologie de calage permettant de définir ces coefficients a été proposée par (Jason, 2004; Jason *et al.*, 2006) à partir d'essais expérimentaux usuels. Les paramètres d'élasticité sont définis à partir des pentes initiales des courbes contraintes-déformations axiales (pour  $E_y^c$ ) et volumiques (pour  $\nu^c$ ). Les paramètres  $\epsilon_{d0}$ ,  $A_t$  et  $B_t$  sont définis à partir d'un essai de traction simple.  $\epsilon_{d0}$  est obtenu à partir de la position du pic de contraintes,  $B_t$  à partir de la forme de la courbe contrainte-déformation en post-pic et  $A_t$  est déterminé à partir de l'asymptote finale.  $A_c$  et  $B_c$  sont déterminés à partir d'un essai en compression simple.

A défaut d'essais expérimentaux, La Borderie C. a proposé de relier ces paramètres de façon empirique aux grandeurs mesurables suivantes :  $E_y^c$  (module d'Young initial),  $\nu^c$  (coefficient de Poisson),  $f_t^c$  (contrainte limite en traction),  $f_{tr}^c$  (contrainte résiduelle en traction),  $I_f$  (indice de fragilité tel que 0 = parfaitement plastique c'est-à-dire ductile et 1 = très fragile),  $f_c^c$  (contrainte limite en compression) et  $\epsilon_c^c$  (déformation au pic de

contrainte en compression).

Le seuil initial en déformation peut être défini selon l'équation 2.43 :

$$\epsilon_{d0} = \frac{f_t^c}{E_y^c} \quad (2.43)$$

$A_t$  est calculé en fonction de la contrainte asymptotique en traction (équation 2.44) :

$$A_t = 1 - \frac{f_{tr}^c}{f_t^c} \quad (2.44)$$

La contrainte asymptotique vaut normalement 0 ce qui donne  $A_t = 1$ .

$B_t$  est classiquement égal à  $\frac{1}{\epsilon_{d0}}$  mais peut être compensé par un indice de fragilité tel que spécifié à l'équation 2.45.

$$B_t = \frac{1 + I_f}{\epsilon_{d0}} \quad (2.45)$$

Les valeurs de  $A_c$  (équation 2.46) et  $B_c$  (équation 2.47) sont obtenues en dérivant par rapport à la déformation la loi uni-axiale en compression et en identifiant la dérivée minimale avec la déformation correspondante :

$$A_c = \frac{\left( \epsilon_{d0} - (\sqrt{2} |f_c^c| \frac{\nu_c^c}{E_y^c}) \right) B_c}{B_c \epsilon_{d0} - \exp(B_c \epsilon_{d0} - 1)} \quad (2.46)$$

$$B_c = \frac{1}{\sqrt{2} \nu_c^c |f_c^c|} \quad (2.47)$$

Les paramètres de la loi Mazars à fournir sont listés dans le tableau 2.14.

- Formulation dans Cast3M

Les paramètres spécifiques à la loi de comportement de Mazars peuvent être calculés dans Cast3M à partir des formules ci-dessus à l'aide de la procédure IDENTI développée dans Cast3M par Richard (2012) :

Y1 Y2 Y3 Y4 Y5 = IDENTI MAZARS  $E_y^c$   $\nu_c^c$   $f_t^c$   $f_{tr}^c$   $I_f$   $f_c^c$   $\epsilon_c^c$ .

Le modèle de comportement à associer à l'objet de type maillage est défini de la façon suivante :

MODB1 = MODE Maillage MECANIQUE ELASTIQUE ISOTROPE ENDOMMAGEMENT MAZARS QUA4 (ou TRI3 ou SEG2 ou multi-fibres) ; pour le modèle d'endommagement 2D (bien adapté aux chargements monotones) ;

MODB1 = MODE Maillage MECANIQUE ELASTIQUE ISOTROPE ENDOMMAGEMENT MAZARS CUB8 ; pour le modèle 3D ;

TABLE 2.14 – Paramètres du modèle Mazars

Paramètre	Désignation dans Cast3M	Valeur proposée dans Cast3M	Symbole	Unité
Module d'Young	YOUN	-	$E_y^b$	Pa
Coefficient de Poisson	NU	-	$\nu_b$	-
Masse volumique	RHO	-	$\rho_b$	kg/m <sup>3</sup>
Seuil initial en déformation	KTRO	$\frac{f_t^c}{E_y^c}$	$\epsilon_{d0}$	-
Asymptote horizontale de la courbe post-pic pour la traction	ATRA	$1 - \frac{f_{tr}^c}{f_t^c}$	$A_t$	-
Phase préliminaire de la courbe post-pic pour la traction	BTRA	$\frac{1+I_f}{\epsilon_{d0}}$	$B_t$	-
Asymptote horizontale de la courbe post-pic pour la compression	ACOM	$\frac{(\epsilon_{d0} - (\sqrt{2}  f_c^c  \frac{\nu^c}{E_y^c})) B_c}{B_c \epsilon_{d0} - \exp(B_c \epsilon_{d0} - 1)}$	$A_c$	-
Phase préliminaire de la courbe post-pic pour la compression	BCOM	$\frac{1}{\sqrt{2} \nu^b  \epsilon_c } 20,5 \nu^c \epsilon_c^c$	$B_c$	-
Facteur correctif pour le cisaillement	BETA	Par défaut : 1 ; Valeur conseillée : 1,6	$\beta$	-

auquel on associe les propriétés matérielles suivantes :

Y1 Y2 Y3 Y4 Y5 = IDENTI MAZARS  $E_y^c$   $\nu^c$   $f_t^c$   $f_{tr}^c$   $I_f$   $f_c^c$   $\epsilon_c^c$ ;  
 MATB1 = MATE Maillage YOUN  $E_y^c$  NU  $\nu^c$  RHO  $\rho^c$  KTRO Y1 ATRA  
 Y2 BTRA Y3 ACOM Y4 BCOM Y5 BETA 1.6.

Pour le modèle 3D, la variable interne sur laquelle est testé le nombre de points plastifiés doit être précisée de la façon suivante :

TAB1 = TABLE ;

TAB1.'MOVA' = 'D'.

- Variables internes

Les variables internes sont au nombre de deux et sont présentées au tableau 2.15.

TABLE 2.15 – Variables internes du modèle Mazars

Désignation dans Cast3M	Signification
EPTI	Déformation équivalente $\tilde{\epsilon}$ maximale atteinte durant le chargement
D	Valeur de l'endommagement

- Implémentation numérique

Le modèle permet de modéliser :

- le comportement fragile et endommageable en traction ;
- le comportement endommageable en compression.

Il ne permet pas de modéliser :

- les déformations irréversibles en compression et en traction (non prise en compte des éventuelles déformations plastiques ou effets visqueux qui peuvent être observés au cours des déformations d'un béton) ;
- la refermeture des fissures (restauration de rigidité) ;
- les boucles d'hystérésis en charge - décharge.

Les principales applications qui découlent de ce modèle sont, outre la prévision du comportement, celle de la naissance et de la propagation des fissures dans les ouvrages en béton. Les résultats obtenus montrent avec précision l'étendue des dégradations dans les zones les plus sollicitées.

L'implémentation du modèle dans Cast3M a été réalisée pour les cas bi-dimensionnels et tridimensionnels avec des éléments massifs et de coques multi-couches.

La propriété de décroissance du seuil en contrainte avec le niveau d'endommagement (adoucissement) entraîne généralement une perte d'ellipticité des équations du problème. Il en résulte une localisation des déformations et de l'endommagement dans des bandes dont l'épaisseur est directement contrôlée par la taille des éléments finis. Pour pallier ce problème, une formulation non locale est proposée qui s'appuie sur une régularisation des déformations (Di Prisco et Mazars, 1996). La largeur des bandes de localisation est contrôlée par un paramètre matériau LCAR (longueur caractéristique). Cependant, l'obtention d'un problème physique à nouveau bien posé n'est obtenu qu'au prix d'un surcoût important en temps calcul.

### 2.2.4.3 Couplage endommagement et plasticité : Modèle Ricrag

Le modèle Ricrag est un modèle élastique plastique endommageable prenant en compte un phénomène de glissement interne développé par Richard (2010a,b) en vue de décrire le comportement du béton sous sollicitations sismiques et est adapté à des chargements monotones et cycliques alternés.

- Description du modèle

Pour des processus de déformation de très faible ampleur, les lois classiques de l'élasticité régissent la déformation du matériau. Ensuite, dès lors que l'état de contrainte

appliqué dépasse une surface de charge dissymétrique en tension et en compression, décrite d'une part par un seuil initial en énergie  $Y_0$  et d'autre part un paramètre permettant de dissymétriser cette surface, des non linéarités dues à la fissuration apparaissent. C'est alors que la théorie de l'endommagement apparaît pour rendre compte de la diminution progressive de la rigidité du matériau. Enfin, le mécanisme de glissement interne est considéré. Il permet de rendre compte des non linéarités matérielles issues du frottement entre les lèvres des fissures. A chacun de ces deux mécanismes dissipatifs, un écrouissage particulier est associé. Concernant le mécanisme d'endommagement, un écrouissage isotrope est considéré de façon à ce que l'endommagement ne soit pas activé durant la phase de déchargement. Cet écrouissage traduit le fait que le domaine élastique évolue au cours de la dégradation. En effet, après dissipation de l'énergie et formation de macro-fissures, les zones avoisinantes se déchargent et redeviennent progressivement élastiques. Le mécanisme de glissement, quant à lui, est à mettre en relation avec un éventuel frottement qui est susceptible d'être mobilisé entre les lèvres des fissures. C'est alors qu'une contrainte de rappel apparaît, empêchant ainsi toute possibilité de retour en arrière en l'absence d'effort appliqué. Un écrouissage de type cinématique est introduit qui permet de contrôler l'énergie libérée lors de chargements cycliques. Ce dernier écrouissage permet en outre une gestion efficace du comportement hystérétique en compression.

Le potentiel d'état  $\psi$ , qui correspond à l'énergie libre d'Helmholtz et est une fonction particulière qui atteint un minimum à l'équilibre et à partir de laquelle on peut déduire toutes les propriétés du système à l'équilibre, est ainsi postulé sous la forme suivante :

$$\begin{aligned} \rho\psi = & \frac{k}{6} \left( (1 - d) \langle \epsilon_{kk} \rangle_+^2 + \langle \epsilon_{kk} \rangle_-^2 \right) + (1 - d) \mu \epsilon_{ij}^D \epsilon_{ij}^D \\ & + d \mu (\epsilon_{ij}^D - \epsilon_{ij}^\pi) (\epsilon_{ij}^D - \epsilon_{ij}^\pi) + \frac{\gamma}{2} \alpha_{ij} \alpha_{ij} + H(z) \end{aligned} \quad (2.48)$$

où  $k$  et  $\mu$  sont le coefficient de compressibilité et le module de cisaillement décrivant l'élasticité,  $d$  la variable d'endommagement scalaire,  $\epsilon_{ij}^D = \epsilon_{ij} - \frac{1}{3} \epsilon_{kk} \delta_{ij}$  le tenseur de déformations déviatorique,  $\epsilon_{ij}^\pi$  le tenseur de glissement,  $\frac{\gamma}{2} \alpha_{ij} \alpha_{ij}$  est un terme associé à la contrainte de rappel et  $H(z)$  la fonction de consolidation.

Le comportement fissuré est séparé en deux comportements indépendants : d'un côté, l'ouverture et la fermeture des fissures et de l'autre le glissement avec frottement. Les deux premières parties de l'équation représentent le comportement élastique endommageable qui permet de décrire la réduction de rigidité du béton due à la fissuration tandis que le troisième terme décrit le glissement qui intervient entre les lèvres des fissures et fait intervenir un mécanisme de frottement (Ragueneau, 1999).  $H(z)$  est quant à lui relatif à



l'écroûissage isotrope et est décrit par deux fragilités dues aux extensions directes (traction,  $A_{Dir}$ ) et induites (effets Poisson en compression,  $A_{Ind}$ ). Quant au quatrième terme correspondant à la contrainte de rappel, il est décrit par deux modules d'écroûissage :  $\gamma_0$  de type cinématique et  $a_0$  associé à la partie non linéaire. Le paramètre  $\gamma_0$  permet d'agir sur la taille des boucles d'hystérésis en chargement cyclique et donc, sur l'intensité des déformations permanentes. En revanche, le paramètre  $a_0$  permet de contrôler la non linéarité de la transition entre les modules sécant et élastique lors d'une décharge. Autrement dit, la transition peut être effectuée de manière plus ou moins linéaire selon la valeur de ce paramètre. Un exemple de comportement cyclique uni-axial décrit par la loi Ricrag est présenté à la figure 2.26.

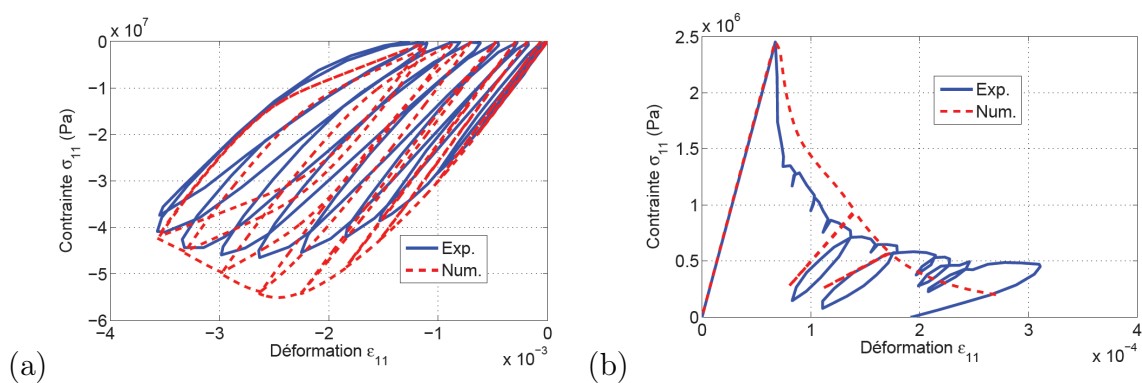


FIGURE 2.26 – Exemple de résultats obtenus avec le modèle Ricrag en (a) compression cyclique uni-axiale et (b) traction cyclique uni-axiale (Richard, 2010a)

- Identification des paramètres

Les paramètres à fournir dans la loi de comportement sont listés au tableau 2.16. Les valeurs du coefficient de compressibilité et du module de cisaillement sont déduites du module d'Young et du coefficient de Poisson pouvant être identifiés de manière usuelle, à l'aide d'essais de compression et/ou de traction directe ou indirecte (fendage, traction par flexion, *etc.*).

Le premier paramètre lié à l'endommagement est le seuil d'endommagement. Ce paramètre peut être estimé selon l'équation  $Y_0 = \frac{(f_t^c)^2}{2 E_g^c}$  (Richard, 2010a; Adélaïde *et al.*, 2012). La détermination par analyse inverse des fragilités en traction et en compression nécessite quant à elles des essais mécaniques respectivement en traction et compression avec un suivi de la déformation au cours du temps (Richard, 2010a).

Les paramètres liés à la gestion du glissement interne sont assez sensibles et ne doivent pas être modifiés de façon significative afin d'éviter les risques de divergence de l'algorithme d'intégration implicite des équations d'évolution. Ainsi, selon les prescriptions pro-

posées (Ragueneau, 1999), les valeurs nominales de ces paramètres peuvent être choisies telles que  $\gamma_0 = 7 \times 10^9$  et  $a_0 = 7 \times 10^{-7}$ .

TABLE 2.16 – Paramètres du modèle Ricrag

Paramètre	Désignation dans Cast3M	Valeur proposée	Symbole	Unité
Module d'Young	YOUN	-	$E_y^b$	Pa
Coefficient de Poisson	NU	-	$\nu_b$	-
Masse volumique (facultatif)	RHO	-	$\rho_b$	kg/m <sup>3</sup>
Résistance équivalente en traction	FT	-	$f_t^c$	Pa
Fragilité en traction uni-axiale	ALDI	$1 \times 10^{-2}$	$A_{Dir}$	J <sup>-1</sup> .m <sup>3</sup>
Fragilité en compression uni-axiale	ALIN	$5 \times 10^{-4}$ (Cast3M) $8 \times 10^{-5}$ (Richard (2010a))	$A_{Ind}$	J <sup>-1</sup> .m <sup>3</sup>
Module d'écrouissage associé à la partie non linéaire	A1	$7 \times 10^{-7}$	$a_0$	Pa <sup>-1</sup>
Module d'écrouissage cinématique	GAM1	$7 \times 10^9$	$\gamma_0$	Pa

TABLE 2.17 – Variables internes du modèle Ricrag

Désignation dans Cast3M	Signification
EPTI	Déformation équivalente maximale atteinte durant le chargement
EPI1 à EPI6	Déformations de glissement
ABC1 à ABC6	Forces de rappel ( $X_{ij}$ )
D	Variable d'endommagement (0 si le matériau est sain, 1 sinon)
DOND	Énergie liée aux extensions directes
DONI	Énergie liée aux extensions induites
FFFZ	Écrouissage isotrope total
EPA1 à EPA6	Déformations totales
FZF1	Écrouissage isotrope lié aux extensions directes
FZF2	Écrouissage isotrope lié aux extensions induites

- Formulation dans Cast3M

Le modèle de comportement à associer à l'objet de type maillage est défini de la façon suivante :

MODB1 = MODE Maillage MECANIQUE ELASTIQUE ISOTROPE ENDOMMAGEMENT RICRAG CUB8(ou tout autre élément volumique 2D ou 3D) ;

auquel on associe a minima les propriétés matérielles suivantes :

MATB1 = MATE Maillage YOUN  $E_y^c$  NU  $\nu^c$  RHO  $\rho^c$  FT  $f_t^c$  ALDI  $A_{Dir}$   
 ALIN  $A_{Ind}$  GAM1  $\gamma_0$  A1  $a_0$ .

- Variables internes

Les variables internes de ce modèle permettant de décrire l'état du matériau sont au nombre de 26 et sont listées au tableau 2.17.

## 2.3 Conclusion

Afin d'étudier et comprendre le comportement global ainsi que local d'une structure en béton armé sous sollicitation avalancheuse, il est apparu nécessaire de faire appel à la modélisation numérique selon la méthode des éléments finis (FEM). Celle-ci permet en effet de prendre en compte d'une part la variation du chargement dans le temps et d'autre part les non linéarités liées aux matériaux constitutifs de la structure et d'obtenir des résultats détaillés en termes de modes de rupture de l'ouvrage. Cette méthode est basée sur une discrétisation spatiale permettant de transformer les équations aux dérivées partielles (EDP) décrivant la mécanique de la structure en un système algébrique d'équations. Une discrétisation temporelle est ensuite mise en oeuvre afin de résoudre ces équations, *via* un algorithme de Newmark et la méthode de Newton-Raphson, et obtenir l'ensemble des variables descriptives de l'état de l'ouvrage en tout point et à tout instant. Quatre modèles de béton, qui reposent sur les théories de plasticité et/ou de l'endommagement, sont retenus afin de reproduire la rhéologie du béton observée expérimentalement.

# Évaluation et validation des modèles éléments finis proposés

---

## 3.1 Introduction

Dans le but de valider un modèle numérique qui sera utilisé par la suite dans l'analyse du comportement d'une structure réelle étudiée sous sollicitation avalancheuse et présentée à la figure 3.1 (dent défectrice située dans le couloir avalancheux de Tacconnaz) et face au

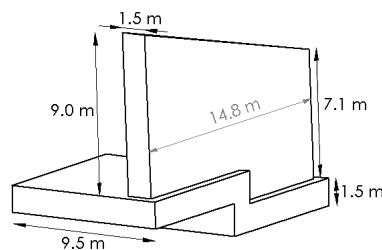


FIGURE 3.1 – Dent défectrice réelle vue en perspective

constat que le comportement de telles structures sollicitées par des pressions normales à la surface impactée était encore insuffisamment étudiée (Berthet-Rambaud, 2004), des essais sur modèle réduit représentatif de la dent freineuse présentée ci-dessus soumis à un chargement de pression uniforme de type *pushover*, c'est-à-dire quasi-statique monotone croissant jusqu'à atteinte de la rupture, ont été menés à l'INSA de Lyon. L'objectif était d'estimer la capacité portante et de préciser le mode de ruine de telles structures en conditions quasi-statiques, à défaut de pouvoir réaliser des essais dynamiques représentatifs d'une avalanche. Ces essais nous fournissent une base de résultats complète et précise (caractéristiques des matériaux constitutifs et détails sur le comportement sous charge (Limam, 2005)) nous permettant de caler la simulation numérique. Les quatre lois de comportement présentées au chapitre 2 sont ainsi testées pour le béton. Pour chacune, une analyse paramétrique portant sur les différentes variables d'entrée de la loi est réalisée en vue de caler chaque modèle sur les résultats expérimentaux et notamment sur une

courbe force-flèche. L'état de fissuration de la structure est également comparé à celui obtenu expérimentalement.

## 3.2 Essais expérimentaux sur modèle réduit

### 3.2.1 Présentation de la maquette

Pour le modèle réduit présenté à la figure 3.2, l'échelle au 1/6 et les simplifications suivantes par rapport à la structure réelle, présentée à la figure 3.1, ont été retenues :

- semelle horizontale et non plus en escalier ;
- hauteur du mur constante ;
- longueur de semelle plus réduite (1 m au lieu de  $9/6 = 1,5$  m).

Comme nous le verrons au chapitre 5, cette dernière simplification n'affecte pas les résultats obtenus dans la mesure où une partie de la semelle est encastree. Pour les essais en modèle réduit, cet encastrement est assuré au moyen de tirants ancrés au sol et d'un appui de réaction horizontal positionné en tête de la semelle, et constitué par une poutre ancrée au sol au moyen de tirants. La figure 3.3 précise ces différents éléments.

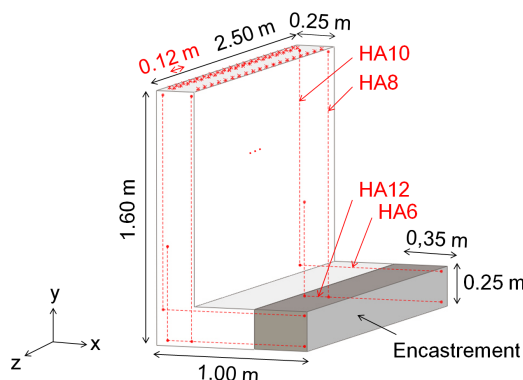


FIGURE 3.2 – Dimensions du modèle réduit de la structure en BA

La justification du choix de facteur de réduction de 1/6 est basé sur les deux limitations suivantes :

- les moyens de manipulation disponibles au laboratoire où a été testé le modèle réduit expérimental : le pont roulant de la dalle d'essais permettant de manipuler une charge maximale de dix tonnes, les facteurs de réduction supérieurs à 1/5 conduisant à un poids de la structure supérieur à 10 tonnes ont dû être écartés ;
- la représentativité de l'essai dont on suppose que l'effet d'échelle est négligeable ; en effet, le modèle à l'échelle 1/6 aboutit à des dimensions caractéristiques telles que la

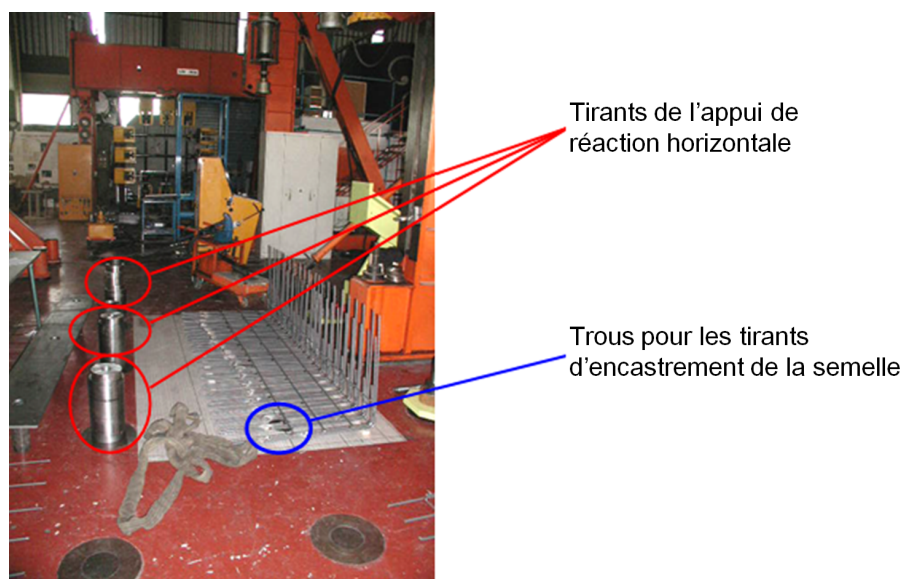


FIGURE 3.3 – Dispositif d'encastrement

taille du plus gros granulat demeure petite par rapport à ces grandeurs caractéristiques. D'autre part, la structure étant fortement ferrailée, le comportement sera donc plutôt ductile en cas de rupture, ce qui limite la sensibilité à l'effet d'échelle.

Le calcul du dimensionnement de la dent paravalanche réelle a été réalisé de façon à ce que l'action liée à la sollicitation avalancheuse soit essentiellement reprise par les armatures principales en zone de traction et par le béton sous compression. Le ferrailage secondaire situé en zone de compression a seulement été prévu pour assurer un meilleur comportement de la structure face au retrait et aider au maintien du ferrailage principal lors de la mise en place du béton. Ce principe a été conservé pour le modèle réduit avec un taux d'armatures équivalent. Le ferrailage du modèle réduit, défini selon le schéma descriptif présenté aux figures 3.2 et 3.4, varie ainsi suivant les zones : les armatures principales situées en zone tendue du béton ont des diamètres de 10 et 12 mm au niveau du voile et de 12 mm dans la semelle, avec des superpositions pouvant aller jusqu'à quatre épaisseurs d'armatures, alors que les armatures secondaires sont de diamètre 6 mm au niveau de la semelle et 8 mm dans le voile. Ces armatures sont espacées de 12 cm dans le sens de la longueur (direction  $z$  dans la figure 3.2).

### 3.2.2 Instrumentation

Le chargement est appliqué au moyen de six vérins souples (coussins gonflables) répartis sur la face amont du mur. Ces coussins gonflables à l'eau à l'aide d'une pompe manuelle permettent l'application d'une pression uniforme sur toute la surface du mur.



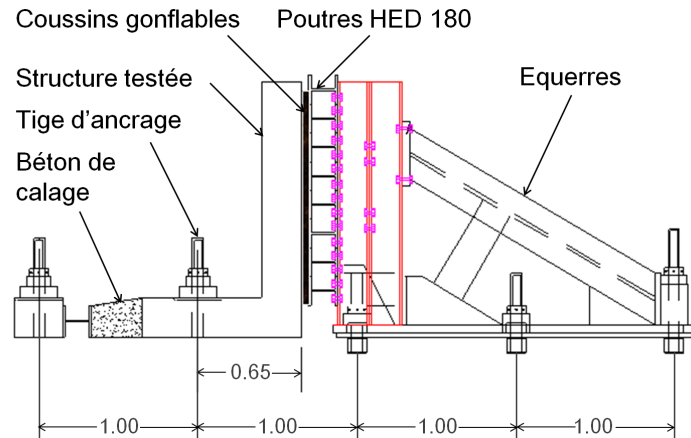


FIGURE 3.5 – Dispositif d'essais

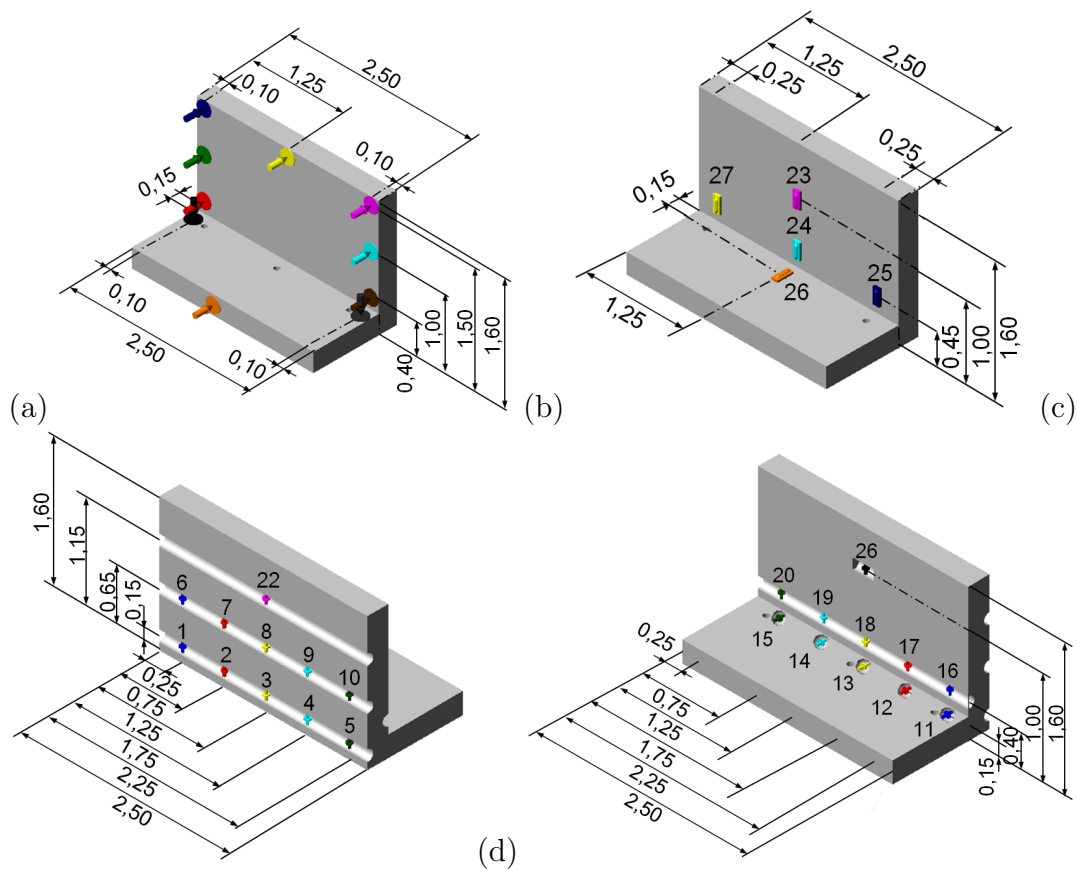


FIGURE 3.6 – Positionnement des (a) capteurs de déplacement de la structure, (b) jauges collées sur le béton et (c), (d), jauges placées sur les aciers

Un mur de réaction est constitué par un ensemble de poutres métalliques HEB bloquées par des équerres elles-mêmes fixées à la dalle de réaction par des tiges d'acier précontraintes (figure 3.5).



Le suivi du comportement global de la structure est réalisé à l'aide de capteurs de déplacement. Dix capteurs de déplacements sur l'ouvrage ont été mis en place pour juger de la symétrie du comportement (figure 3.6a). Des jauges de déformation ont été collées sur le béton (figure 3.6b) et d'autres placées sur les aciers que l'on estime être les plus sollicités (figures 3.6c et d) afin de suivre localement le comportement du béton et des armatures. Afin de contrôler le chargement, des capteurs de pression ont été insérés en divers points de la matrice d'alimentation des vérins.

### 3.2.3 Caractérisation mécanique des matériaux

Une série d'essais a été réalisée le jour même de l'essai sur le modèle réduit. 5 essais de compression et 2 essais de fendage ont été effectués sur des éprouvettes de béton cylindriques de dimensions 11x22. Plusieurs essais de traction ont également été menés afin de déterminer la loi de comportement de l'acier. Les résultats obtenus étant reproductibles, seules les moyennes obtenues sont ici retenues. Pour l'acier, une loi de comportement élasto-plastique, comprenant une portion linéaire élastique suivie d'une plastification des aciers avec un léger écrouissage positif, a été retenue. Elle est calée sur les mesures obtenues durant les tests de traction expérimentaux (figure 3.7) et est décrite par quatre paramètres : le module d'Young  $E_y^s$ , les limites élastique et ultime  $f_y^s$  et  $f_u^s$  et la déformation ultime de l'acier  $\epsilon_u^s$ . Le module d'écrouissage ( $E_h^s$ ) correspond à la pente de la courbe d'écrouissage. Les caractéristiques des matériaux mis en oeuvre sont résumées dans le tableau 3.1.

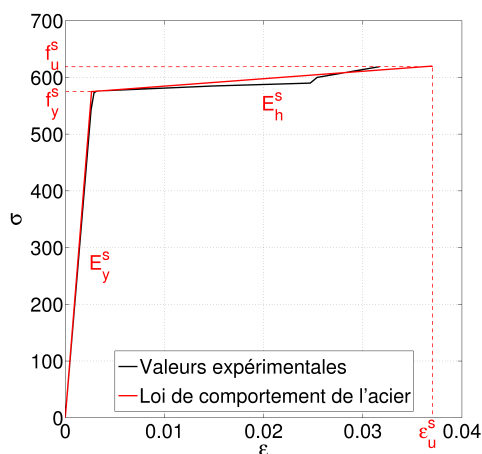


FIGURE 3.7 – Loi de comportement de l'acier

TABLE 3.1 – Caractéristiques expérimentales des matériaux constitutifs du mur

Matériau	Paramètre	Symbole	Données expérimentales	Unité
Béton	Module d'Young	$E_y^c$	38 842 et 38 925	MPa
	Coefficient de Poisson	$\nu^c$	0,18 et 0,3	-
	Résistance en compression	$f_c^c$	76 ; 77,4 ; 77,9 et 78,3	MPa
	Résistance en traction	$f_t^c$	6,5 et 6,8	MPa
Acier	Module d'Young	$E_y^s$	217 000	MPa
	Limite élastique	$f_y^s$	575	MPa
	Déformation élastique	$\epsilon_y^s$	2 650	$\mu def$
	Limite ultime	$f_u^s$	620	MPa
	Déformation ultime	$\epsilon_u^s$	37 000	$\mu def$

### 3.2.4 Résultats de mesure

#### 3.2.4.1 Réponse en *pushover*

Le comportement global de la structure est caractérisé à l'aide des courbes charge - flèche. Les flèches obtenues en tête de mur traduisent un comportement global parfaitement symétrique. En effet, nous pouvons observer sur les courbes pression-déplacement que les capteurs situés sur une même ligne de mesure donnent des résultats semblables (figure 3.8).

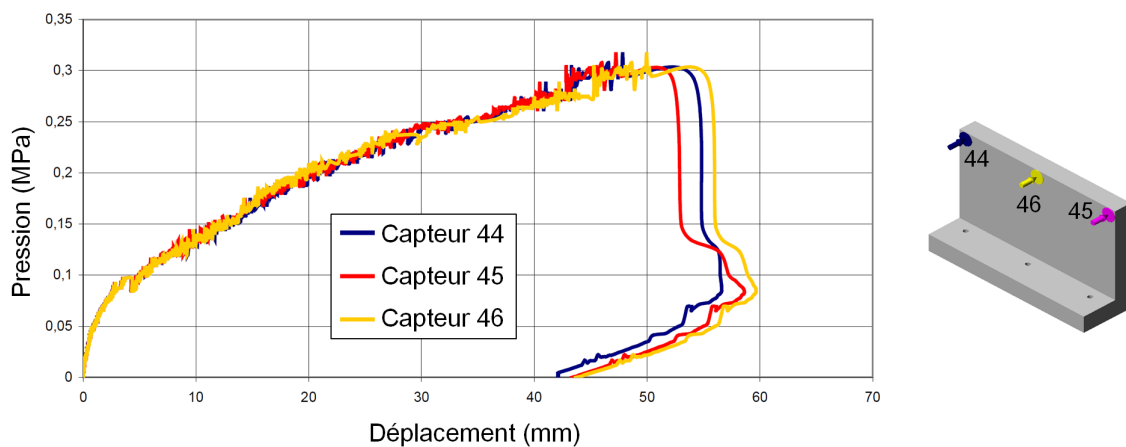


FIGURE 3.8 – Déflexion en tête du mur

Par ailleurs, un soulèvement de la semelle est constaté avec là encore un déplacement symétrique dans le sens de la longueur.

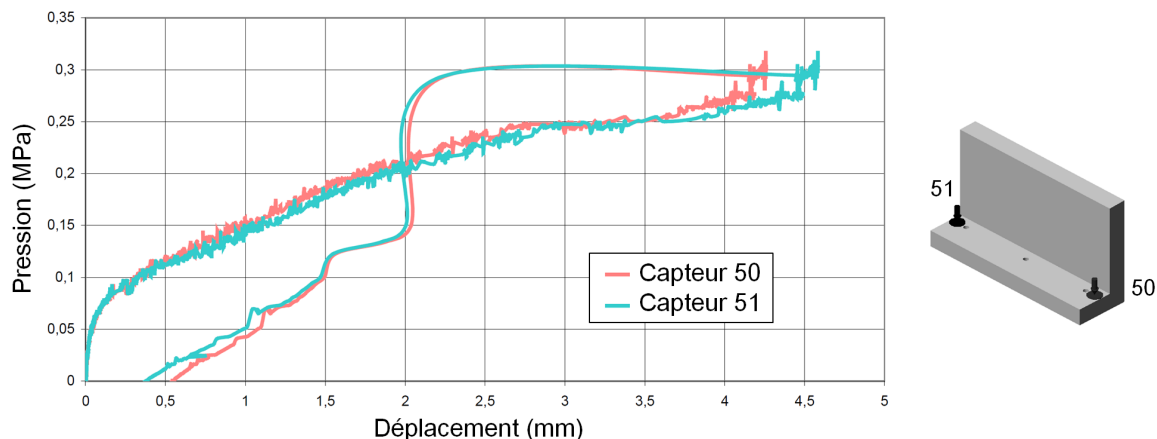


FIGURE 3.9 – Soulèvement de la semelle

### 3.2.4.2 Analyse du mode de ruine

Les fissures ont été relevées tout au long de l'essai en notant à chaque palier la pression appliquée, ce qui a permis de restituer le schéma de fissuration de l'initiation à l'état ultime présenté à la figure 3.10. La fissuration affecte principalement deux zones :

- l'encastrement de la semelle :

La première fissure a été aperçue à une pression de 120 kPa. Conformément à la théorie, les fissures situées au droit de l'encastrement sont verticales, elles se propagent ensuite à 45° de part et d'autre des tiges de précontraintes assurant l'ancrage de la semelle. La propagation des fissures cesse pour une pression de 260 kPa.

- et le voile :

Les premières fissures apparaissent à la jonction voile/semelle pour une pression de 150 kPa pour s'étendre ensuite progressivement vers la partie centrale du voile. La ruine intervient pour un déplacement en tête de mur proche de 50 mm et une pression réelle appliquée de 300 kPa. La fissure principale, caractéristique du mode de ruine, est apparue brutalement. Cette dernière prend origine à mi-hauteur du voile sur la face tendue, et correspond à un arrêt de nappe de ferrailage. La fissure s'étend jusqu'au niveau de la liaison voile/semelle sur la face comprimée, et son ouverture est très importante : de l'ordre de 4 mm (figure 3.10).

La première rupture de pente visible sur les courbes charge/flèche observées au niveau des armatures, et présentées aux figures 3.11 et 3.12, correspond à une première fissuration du béton à proximité des jauges. Pour les jauges aciers 1 à 5, cette discontinuité est observée pour une valeur de pression proche de 100 kPa correspondant à la première fissuration du voile. Suivant le positionnement des jauges, la réponse est ensuite légèrement différente. On constate que les aciers équipés des jauges 1, 3, 4 et 5, ont atteint leur

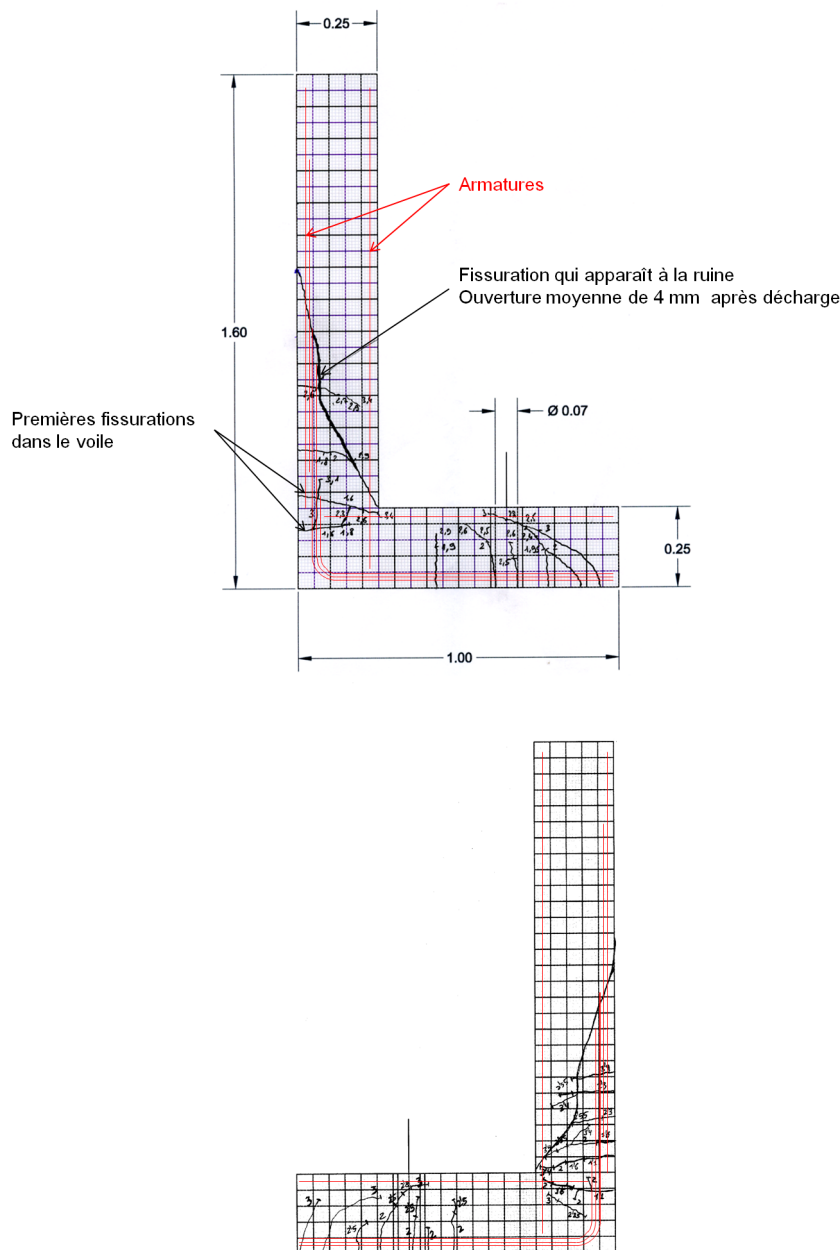


FIGURE 3.10 – Schéma de fissuration visible en surface de l'initiation à l'état ultime pour les profils correspondant à (a)  $z = 2,5$  m et (b)  $z = 0$  m

limite élastique de  $2\,650\,\mu\text{def}$ , telle que spécifiée au tableau 3.1, et que la ruine survient juste après plastification des armatures. Pour les jauges aciers 6 à 10, toutes les courbes enregistrées ont une allure similaire. La première perte de rigidité est observée pour une pression de 130 kPa, correspondant à la première fissuration observée pendant l'essai (150 kPa). Par ailleurs, à cette hauteur du voile, la limite élastique des armatures n'est pas atteinte, excepté lors de la rupture de la structure de type fragile.

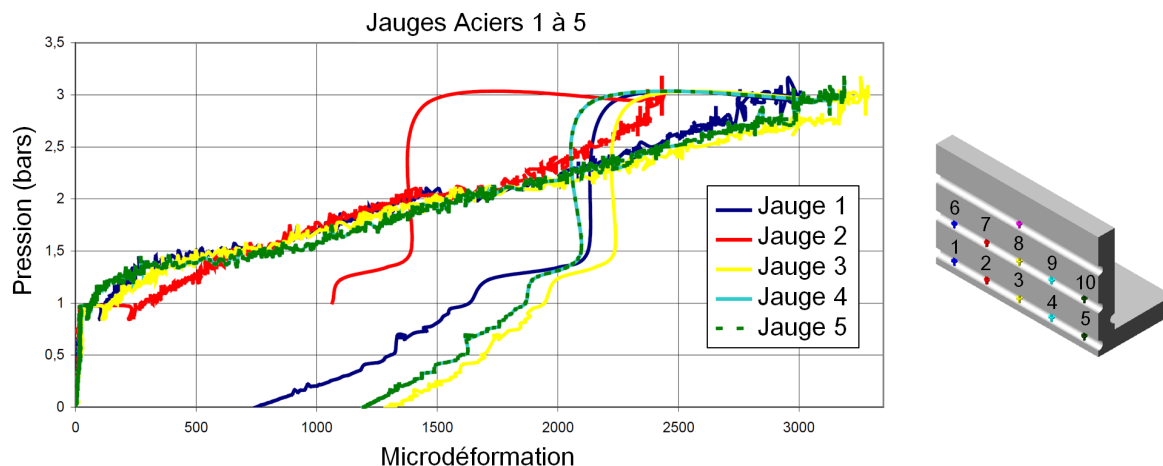


FIGURE 3.11 – Déformations au niveau des armatures inférieures

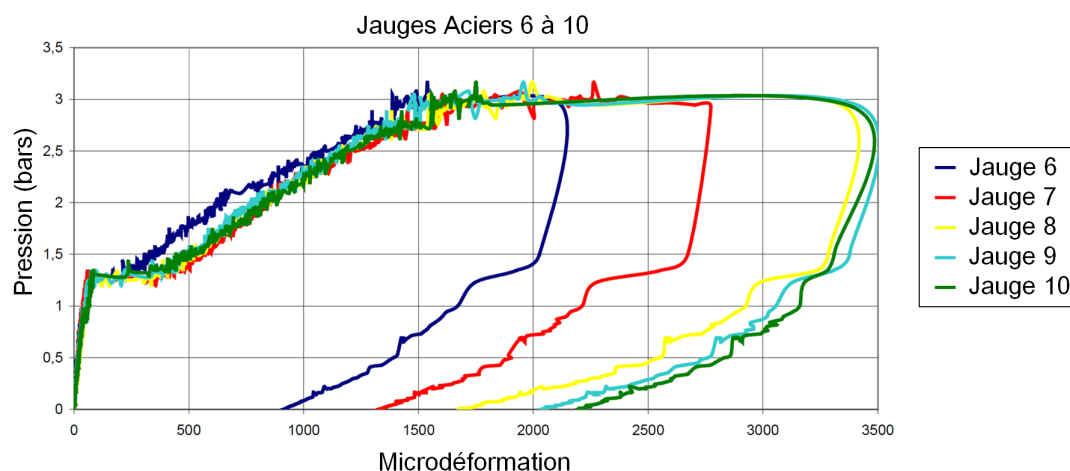


FIGURE 3.12 – Déformations des armatures à mi-hauteur du voile

L'analyse du comportement à l'état ultime des différents matériaux constitutifs de la structure et ce dans les différentes sections critiques permet de confirmer une rupture combinée par effort tranchant et moment de flexion.

### 3.3 Modélisation numérique

Pour investiguer la réponse mécanique de la structure étudiée, une modélisation bi-dimensionnelle (en contraintes planes) aux éléments finis est menée à l'aide du code de calcul Cast3M.

### 3.3.1 Géométrie et maillage

Les caractéristiques géométriques et mécaniques sont résumées au tableau 3.2. Étant donnée la symétrie du comportement global observée expérimentalement selon  $z$  (due à la géométrie de la dent de Tacconnaz et de la sollicitation appliquée), et afin de rester dans des temps de calcul raisonnables (de l'ordre de quelques dizaines de minutes), un modèle EF en 2D a été mis en place. Le choix des contraintes planes a été fait dans la mesure où les schémas de fissuration observés sont sensiblement les mêmes selon  $z$  et où la structure n'est pas contrainte dans cette direction. Pour les deux modèles numériques (échelle réduite et en vraie grandeur), la structure étudiée a été discrétisée à l'aide d'éléments finis QUA4 (quadrilatère à 4 noeuds) pour le béton associés à des éléments BARR de support géométrique SEG2 (éléments linéaires à 2 noeuds) pour les armatures. Ces modèles sont présentés à la figure 3.13, où sont répertoriées la dénomination et les coordonnées des différents noeuds et éléments des maillages béton et acier. Les maillages du béton et de l'acier sont présentés à la figure 3.14. Les coordonnées des différents points constitutifs du maillage sont fournies à la figure 3.13. Pour le béton, chaque élément mesure environ 3 cm par 3 cm ce qui donne 53 éléments en hauteur, dont 8 pour la semelle, et 34 éléments en largeur, dont 8 pour le voile et 26 pour la semelle, d'où un total de 632 éléments.

TABLE 3.2 – Propriétés géométriques et mécaniques de la structure à l'échelle 1/6

Paramètre	Symbole	Données expérimentales			Valeur de calage retenue	Unité
		Minimale	Moyenne	Maximale		
Géométrie du voile						
Hauteur	$h$		1,60	-	-	$m$
Épaisseur	$e_v$		0,25		-	$m$
Longueur	$L$		2,50		-	$m$
Enrobage	$e$		0,03		-	$m$
Géométrie de la semelle						
Largeur	$l$		1,00		-	$m$
Épaisseur	$e_b$		0,25		-	$m$
Longueur	$L$		2,50		-	$m$
Enrobage	$e$		0,03		-	$m$
Propriétés du béton						
Masse volumique	$\rho_c$	-	-	-	2500	$kg/m^3$
Module d'Young	$E_y^c$	38 842	38 884	38 925	38 840	$MPa$
Coefficient de Poisson	$\nu^c$	0,18	0,24	0,3	0,2	-
Résistance en compression	$f_c^c$	76	77,4	78,3	80	$MPa$
Résistance en traction	$f_t^c$	6,5	6,65	6,8	5,5	$MPa$
Propriétés de l'acier						
Masse volumique	$\rho^s$	-	-	-	7500	$kg/m^3$
Module d'Young	$E_y^s$	-	217 000	-	217 000	$MPa$
Coefficient de Poisson	$\nu^s$	-	0,3	-	0,3	-
Limite élastique	$f_y^s$	-	575	-	400	$MPa$
Limite ultime	$f_u^s$	-	620	-	445	$MPa$
Déformation ultime	$\epsilon_u^s$	-	0,037	-	0,037	-

En ce qui concerne l'acier, de façon à prendre en compte la répartition spatiale des

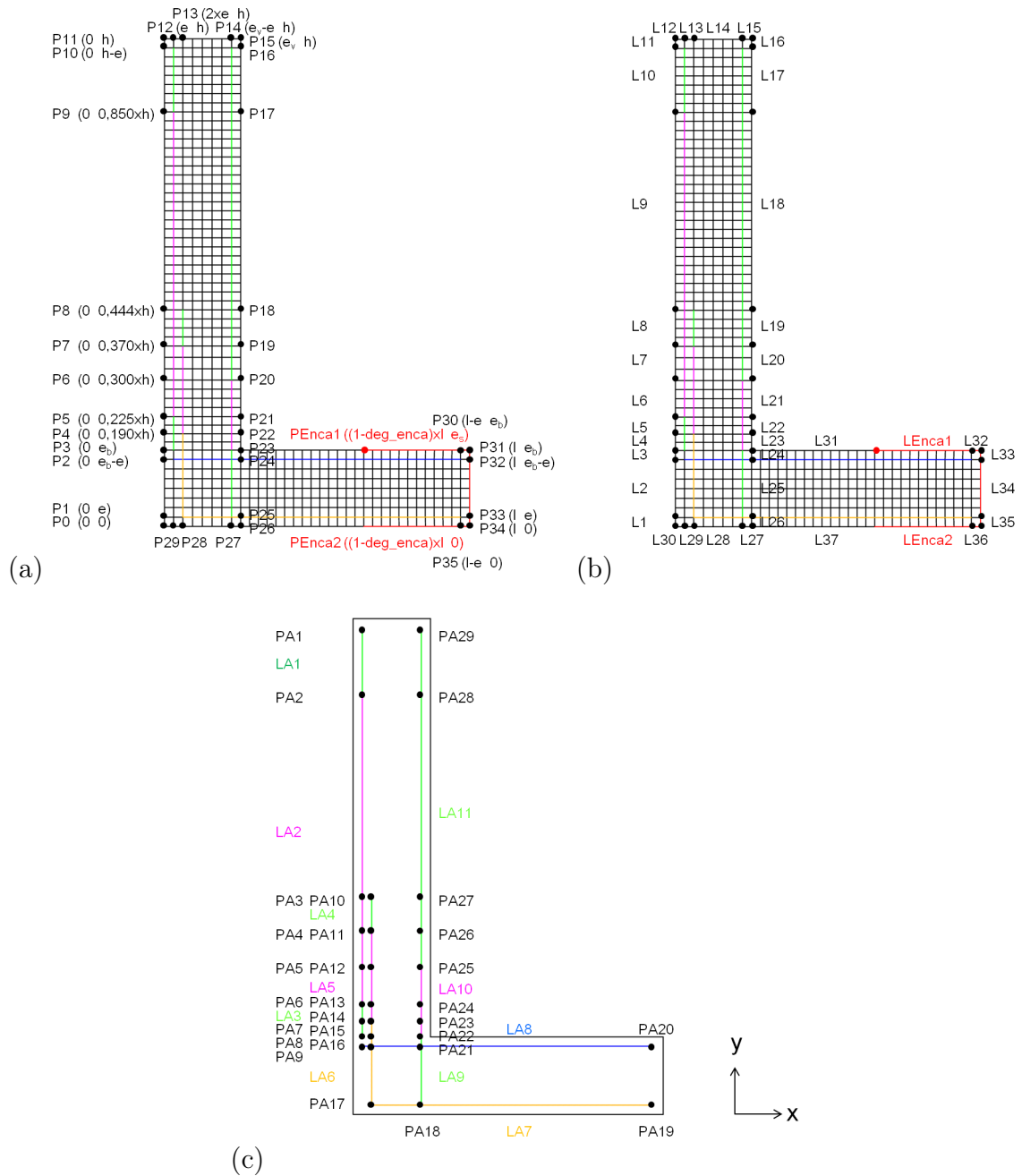


FIGURE 3.13 – (a) Points et (b) éléments constitutifs du maillage du béton et (c) éléments constituant le maillage de l'acier pour le modèle réduit à l'échelle 1/6

armatures en 3D telle que fournie au niveau des plans de ferrailage, la densité totale réelle d'armatures est conservée en introduisant dans le modèle pour chaque armature une section d'armature égale à la section réelle de chaque armature multipliée par le nombre d'armatures identiques observées dans le sens de la longueur de la dent et divisée par cette longueur. Les dimensions réelles des armatures et les densités introduites dans

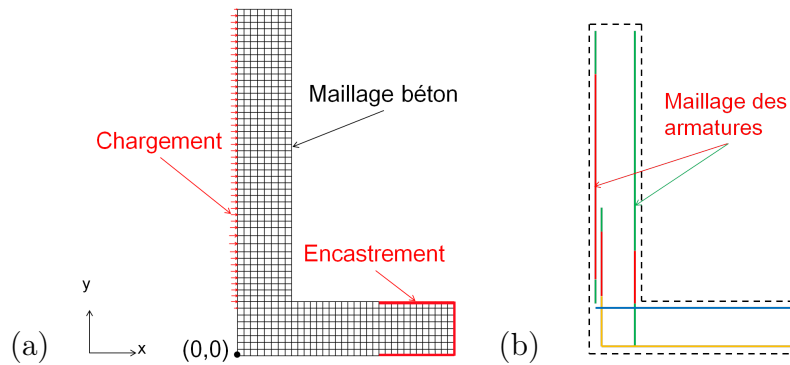


FIGURE 3.14 – Maillage (a) du béton et (b) de l’acier pour le modèle réduit à l’échelle 1/6

le modèle sont présentées au tableau 3.3.

TABLE 3.3 – Caractéristiques géométriques des armatures du modèle à l’échelle 1/6

Nom	Abscisse x	Ordonnée y	Type	Nombre	Section en $m^2$	Taux en $m^2/m$
LA1	0,03	de 1,36 à 1,57	HA10	21	$1,6493 \times 10^{-3}$	$6.597 \times 10^{-4}$
LA2	0,03	de 0,36 à 1,36	HA10	42	$3,2987 \times 10^{-3}$	$1.3195 \times 10^{-3}$
LA3	0,03	de 0,25 à 0,36	HA10	21	$1,6493 \times 10^{-3}$	$6.597 \times 10^{-4}$
LA4	0,06	de 0,59 à 0,71	HA12	21	$2,3750 \times 10^{-3}$	$9.500 \times 10^{-4}$
LA5	0,06	de 0,30 à 0,59	HA12	42	$4,7501 \times 10^{-3}$	$1.9000 \times 10^{-3}$
LA6	0,06	de 0,03 à 0,30	HA12	63	$7,1251 \times 10^{-3}$	$2.8501 \times 10^{-3}$
LA7	de 0,06 à 0,97	0,03	HA12	63	$7,1251 \times 10^{-3}$	$2.8501 \times 10^{-3}$
LA8	de 0,03 à 0,97	0,22	HA6	14	$3,958 \times 10^{-4}$	$1.583 \times 10^{-4}$
LA9	0,22	de 0,03 à 0,25	HA8	10	$5,027 \times 10^{-4}$	$2.011 \times 10^{-4}$
LA10	0,22	de 0,25 à 0,48	HA8	20	$1,0053 \times 10^{-3}$	$4.021 \times 10^{-4}$
LA11	0,22	de 0,49 à 1,57	HA8	10	$5,027 \times 10^{-4}$	$2.011 \times 10^{-4}$

### 3.3.2 Chargement et conditions aux limites

Le chargement appliqué consiste en un champ de pression homogène appliqué sur la face amont du voile et sur toute sa hauteur à partir de la semelle (figure 3.14a). Aucune variation spatiale de la sollicitation n’est prise en compte ; la pression est donc supposée constante le long de la direction verticale.

Le poids propre de la structure (égal à 36 kN pour la structure à échelle réduite et à 9310 kN pour la structure en vraie grandeur) est également pris en compte dans le



modèle. En effet, même s'il est globalement négligeable comparé à l'effort généré par la plus forte sollicitation avalancheuse prise en compte dans la présente étude (pression de 350 kPa correspondant pour la structure à l'échelle 1/6ème à un effort de 1210 kN et pour la structure réelle à un effort de 41960 kN), il ne l'est plus dans le cas de petites avalanches (20 kPa correspondant à un effort de 70 kN pour la structure à l'échelle 1/6ème et de 2400 kN pour la structure réelle).

Comme pour la structure testée à petite échelle, le modèle réduit est partiellement encastré sur un tiers de la largeur de semelle. Par ailleurs, l'adhérence entre le béton et l'acier est considérée comme parfaite c'est-à-dire que les déplacements relatifs du béton et de l'acier à l'interface sont considérés nuls.

### 3.3.3 Algorithmes de résolution

Les chargements étudiés (quasi-statiques et dynamiques) évoluant tous en fonction du temps, l'ensemble des modélisations est réalisé à l'aide de la procédure PASAPAS de Cast3M qui permet de résoudre l'équation de la dynamique en effectuant un calcul non linéaire incrémental, la non-linéarité provenant dans notre cas du matériau. Cette procédure utilise des algorithmes de Newmark implicite pour l'intégration temporelle et de Newton-Raphson pour la convergence. Les résultats sont calculés à des valeurs du paramètre d'évolution (pseudo temps ou temps réel) définies par l'utilisateur.

Dans notre cas de figure, on se place dans le cadre d'un calcul en petites perturbations, sans choc.

## 3.4 Calibration des modèles

L'intérêt principal de ce calcul, outre le calage du modèle, est d'analyser le comportement de la structure pour des niveaux élevés de non linéarité et de mettre en évidence d'éventuels problèmes de convergence dans le modèle de comportement de béton utilisé.

### 3.4.1 Modèle CEA

Le calage du modèle CEA est basé sur la comparaison des courbes force-flèche obtenues numériquement et expérimentalement. Les dimensions du modèle sont celles du modèle à l'échelle 1/6 présentées à la figure 3.2 et au tableau 3.2. Le chargement appliqué est spécifié à la figure 3.15 ; il est de type *pushover* (quasi-statique monotone), comme l'était celui appliqué expérimentalement, avec un pas de chargement  $\Delta p$  de 350 Pa. Il s'agit d'appliquer à la structure une force monotone croissante pour la solliciter jusqu'à la rupture.

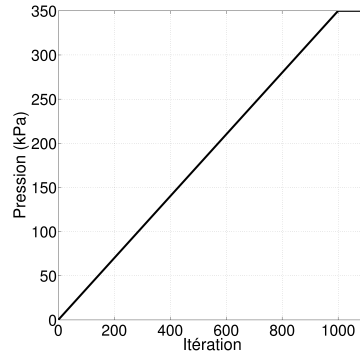


FIGURE 3.15 – Profil de pression appliqué de façon homogène sur la face amont de la structure dans le cas de tests *pushover*

### 3.4.1.1 Influence des paramètres

L'ensemble des paramètres intervenant dans la loi de comportement du béton a été étudié dans l'ordre suivant :  $\nu_c$ ,  $E_c$ ,  $f_t^c$  et  $f_c^c$ . Au départ, chaque paramètre est pris égal à la valeur moyenne identifiée expérimentalement sur éprouvette et présentée au tableau 3.2, colonne 4 à savoir :  $E_y^c = 38884 \text{ MPa}$ ,  $\nu^c = 0,24$ ,  $f_c^c = 77,4 \text{ MPa}$  et  $f_t^c = 6,65 \text{ MPa}$ . De plus, la limite en bi-compression du béton est prise égale à  $f_{cc}^c = 1,16 f_c^c$  et les déformations ultimes en compression et traction sont définies respectivement par les équations 2.22 et 2.18 à savoir  $\epsilon_{uc}^c = 10 f_c^c / E_y^c$  et  $\epsilon_{ut}^c = 3 f_t^c / E_y^c$ . Pour l'acier, les résultats des tests de traction présentés au tableau 3.2, colonne 4 ont été utilisés.

Aucune influence du coefficient de Poisson n'a été observée sur la réponse de la structure comme le montre la figure 3.16a. Par la suite, ce paramètre a été pris égal à la valeur classiquement retenue de 0,2. La figure 3.16b montre que le module d'Young peut avoir une influence substantielle sur le comportement structural, non seulement en phase élastique mais également après fissuration du béton. Le module d'Young est finalement pris égal à 38 840 MPa (valeur expérimentale la plus faible), de façon à décrire correctement la comportement élastique de la structure. La figure 3.16c montre que le début de la fissuration du béton observé expérimentalement est obtenu au niveau numérique pour une valeur de la limite en traction du béton de 5,5 MPa, qui est la valeur expérimentale la plus faible. La limite en compression a quant à elle une influence uniquement sur la rupture de la structure (figure 3.16d). Pour la suite de l'étude paramétrique,  $f_c^c$  est prise égale à 78 MPa, même si une valeur de 80 MPa sera *in fine* retenue. Au final, en faisant varier uniquement les paramètres liés au béton, la courbe force-flèche obtenue à la figure 3.16d est encore éloignée de la courbe expérimentale, notamment en phase de plastification des aciers. Aussi, une étude paramétrique sur les caractéristiques de l'acier a également été

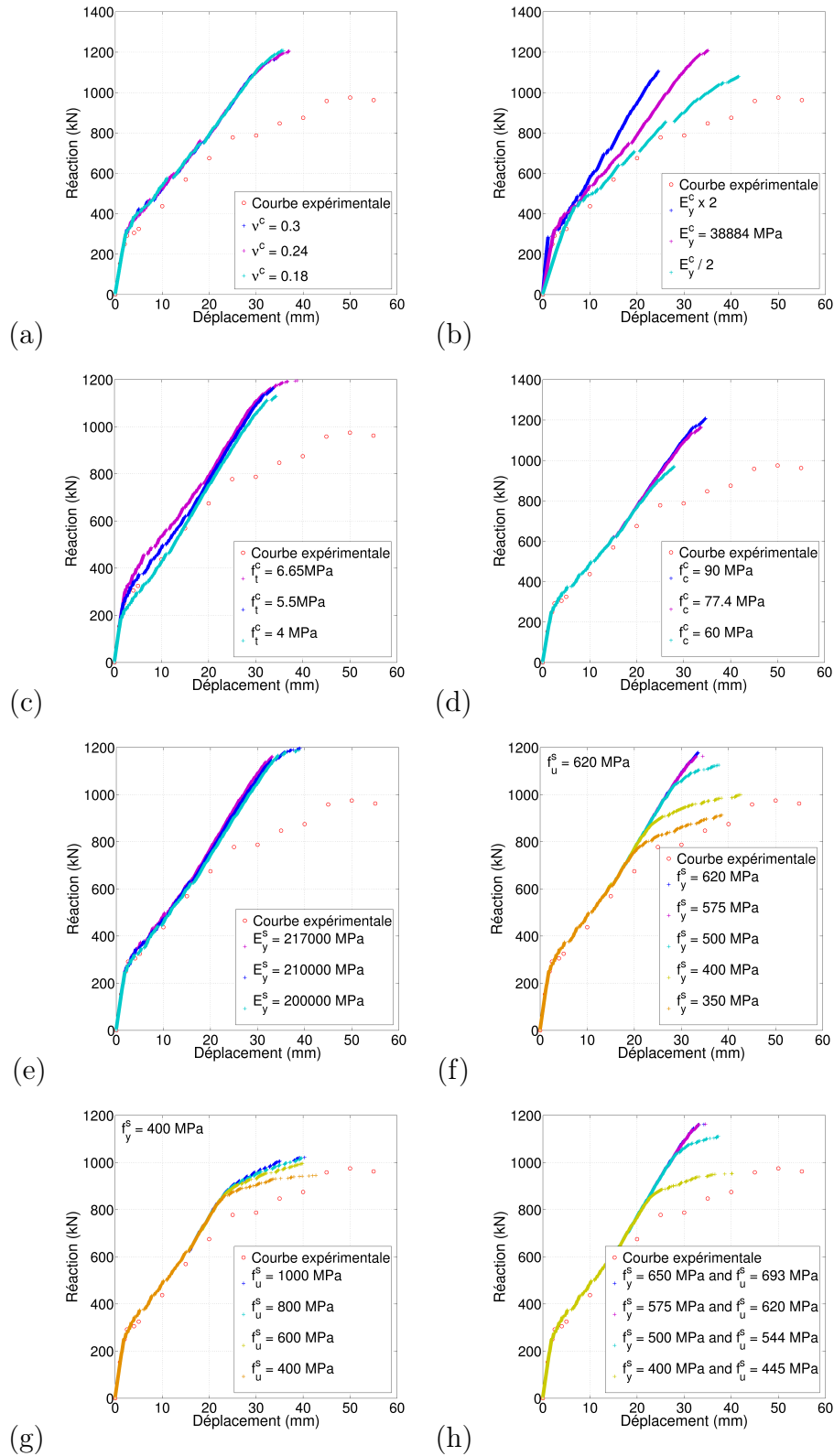


FIGURE 3.16 – Modèle CEA : influence des différentes caractéristiques matérielles sur la réponse de la structure : (a) coefficient de Poisson du béton (b) module d'Young du béton, (c) limites en traction et (d) en compression du béton, (e) module d'Young de l'acier (f) limites élastique et (g) ultime de l'acier et (h) combinaison des limites élastique et ultime de l'acier, avec un module d'écrouissage constant.

conduite.

Comme Mirza et MacGregor (1979) l'ont noté, le module d'Young de l'acier a un très faible coefficient de variation. L'influence de ce paramètre a toutefois été étudiée et la figure 3.16e montre que la variation de ce paramètre dans une gamme de valeurs réalistes a très peu d'influence sur le comportement de la structure. Pour la suite, la valeur expérimentale de ce paramètre a été conservée. La figure 3.16d décrit l'influence de la limite de plastification de l'acier, la limite ultime de l'acier étant maintenue constante et égale à 620 MPa. Une valeur de la limite de plastification de l'acier égale à 350 MPa permet d'obtenir la plastification des armatures pour un chargement identique à celui observé expérimentalement. Cette valeur est toutefois en-deçà de la valeur mesurée au niveau expérimental. Ensuite, afin d'obtenir la ruine de la structure pour un chargement identique à celui de l'expérience, plusieurs limites ultimes de l'acier ( $f_u^s$ ) ont été étudiées comme indiqué à la figure 3.16g. L'influence combinée des limites élastique ( $f_y^s$ ) et ultime ( $f_u^s$ ) a aussi été étudiée (figure 3.16h).  $E_h^s$  est dans ce cas supposé constant et égal à la valeur expérimentale de 1 310 MPa. Finalement, le meilleur résultat est obtenu avec  $f_y^s = 400$  MPa et  $f_u^s = 445$  MPa.

L'étude paramétrique menée sur les caractéristiques des matériaux a permis de mettre en lumière l'influence de ces paramètres sur la réponse mécanique de la structure synthétisée à la figure 3.16. L'influence du coefficient de réduction du module de cisaillement a également été testée (figure 3.17) mais la valeur par défaut de 0,1 a au final été conservée, dans la mesure où elle conduit à la meilleure convergence du modèle.

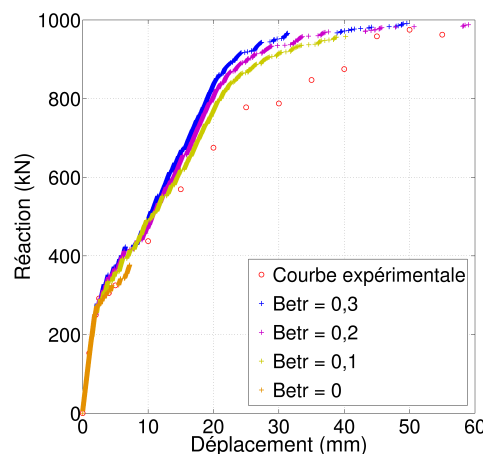


FIGURE 3.17 – Modèle CEA : influence du coefficient de réduction du module de cisaillement sur la réponse de la structure

La première phase de comportement de la structure est totalement élastique, contrô-

lée par le module d'Young du béton. Ensuite, des fissures commencent à apparaître au niveau du béton quand la limite élastique du béton est atteinte, avec un comportement élastique des armatures d'acier. Dans ce cas, la réponse structurelle est contrôlée par le module d'Young de l'acier. Ensuite apparaît la plastification des aciers ; la pente de la courbe force-flèche est alors égale au module d'écrouissage de l'acier. Pour finir, la ruine intervient quand la limite ultime de l'acier est atteinte. En réalité, comme l'on peut le voir dans la figure 3.18, la courbe s'arrête légèrement avant la ruine (plus précisément à 95 % de la limite ultime de l'acier) du fait d'une divergence du code de calcul en phase d'adoucissement du béton. Cette divergence peut avoir plusieurs origines comme par exemples une concentration de contraintes au niveau d'une singularité, ce qui dans le cas présent ne semble pas évident au regard de la figure 3.27, ou encore l'atteinte localement d'une valeur seuil liée à une variable qui laisse supposer qu'on a atteint une limite en terme de non linéarité, ce qui semble être plus le cas ici, comme l'atteste la figure 3.28 où on constate que les déformations plastiques cumulées et les ouvertures de fissures dans la direction 1 sont fortement concentrées en un endroit du pied de voile.

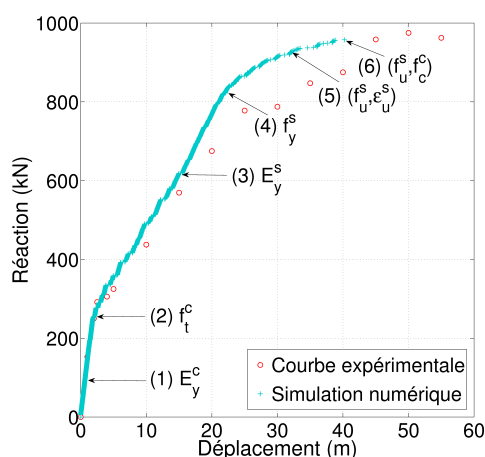


FIGURE 3.18 – Modèle CEA : paramètres influençant les différentes phases de réponse

Toutes les valeurs introduites dans le modèle numérique après calage sont reportées à la colonne cinq du tableau 3.2. Afin d'obtenir une bonne prédictivité du modèle, la limite en traction du béton a été prise égale à 5,5 MPa (valeur moyenne expérimentale : 6,65 MPa) et les limites élastique et ultime de l'acier ont dû être diminuées (figure 3.19). Au final, la limite en compression du béton a été prise égale à 80 MPa (valeur moyenne expérimentale : 77,4 MPa), de façon à obtenir la ruine de l'ouvrage pour la même pression que celle obtenue expérimentalement.

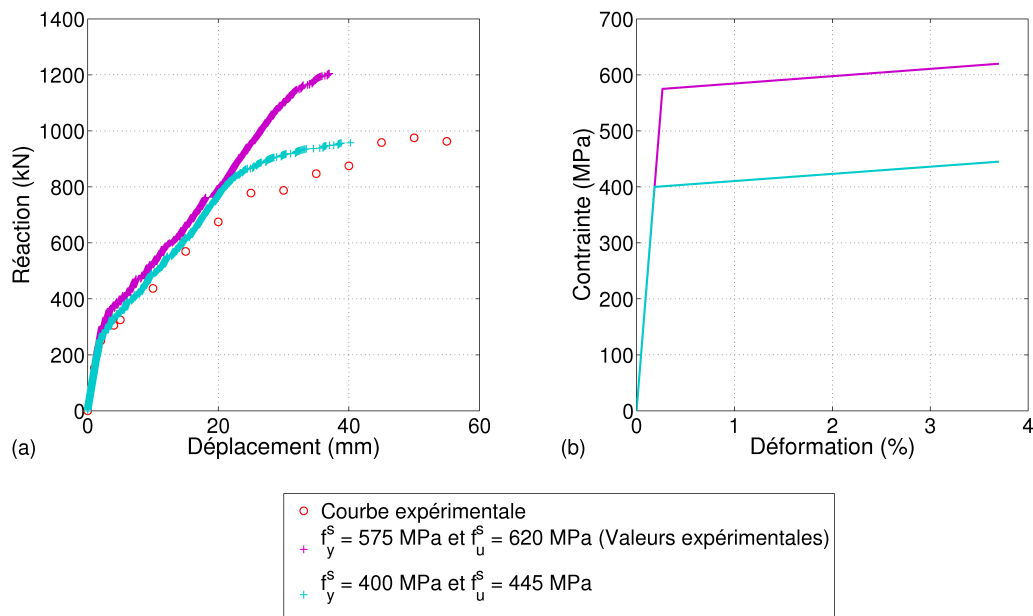


FIGURE 3.19 – Modèle CEA : comparaison de la réponse de la structure avant et après calage des paramètres caractéristiques de l'acier

### 3.4.1.2 Sensibilité du modèle

Une fois le modèle calé, il est intéressant d'examiner sa sensibilité au regard notamment du mode de calcul (nombre de pas de calcul (exprimé ici en incrément de charge  $\Delta p$ ), précision de calcul, calcul statique ou dynamique...) ainsi que du maillage (nombre et type d'éléments). La figure 3.20 montre que le modèle CEA est peu sensible au pas ainsi qu'à la précision de calcul. La figure 3.21 permet de s'assurer que les résultats obtenus sont bien représentatifs d'un test quasi-statique (résultats similaires quels que soient le taux de chargement  $\tau$  et le mode de calcul statique ou dynamique).

Enfin, quelle que soit la taille des éléments finis utilisés (figure 3.22a), les résultats sont relativement proches bien que le modèle converge plus ou moins bien. Dans notre cas de figure, le nombre de 35 éléments finis par mètre linéaire de structure, soit une taille d'éléments de 3 cm, permet d'obtenir une bonne convergence du modèle. De la même façon, le passage d'éléments finis QUA4 à QUA8 (figure 3.22b) conduit à une moins bonne convergence du modèle. *A contrario*, l'utilisation des éléments quadratiques permet d'obtenir un résultat légèrement plus proche de celui obtenu expérimentalement.

C'est la raison pour laquelle une régularisation énergétique a ensuite été testée sur le modèle CEA. De façon générale, le caractère adoucissant du béton donne lieu à la

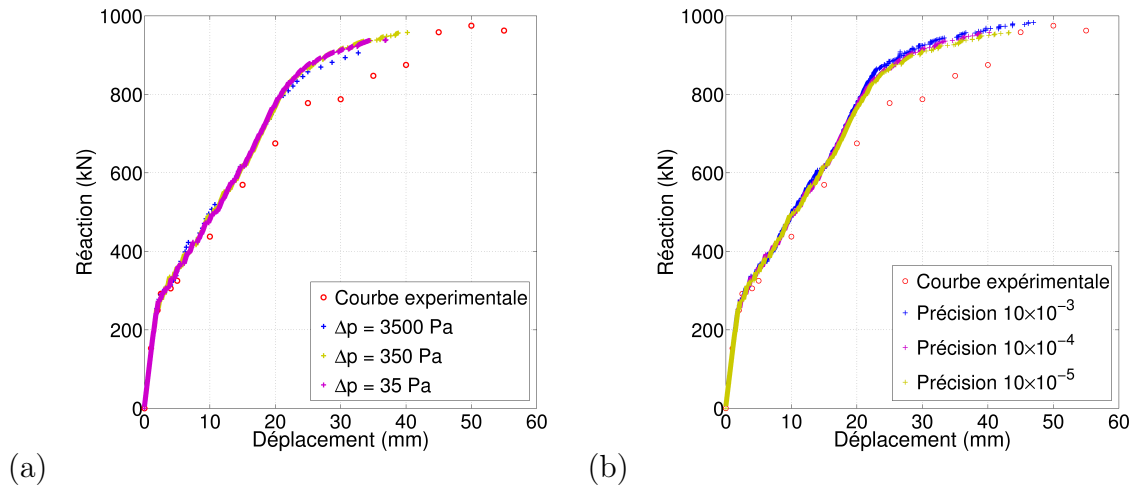


FIGURE 3.20 – Modèle CEA : influence (a) de l'incrément  $\Delta p$  et (b) de la précision de calcul sur la réponse de la structure

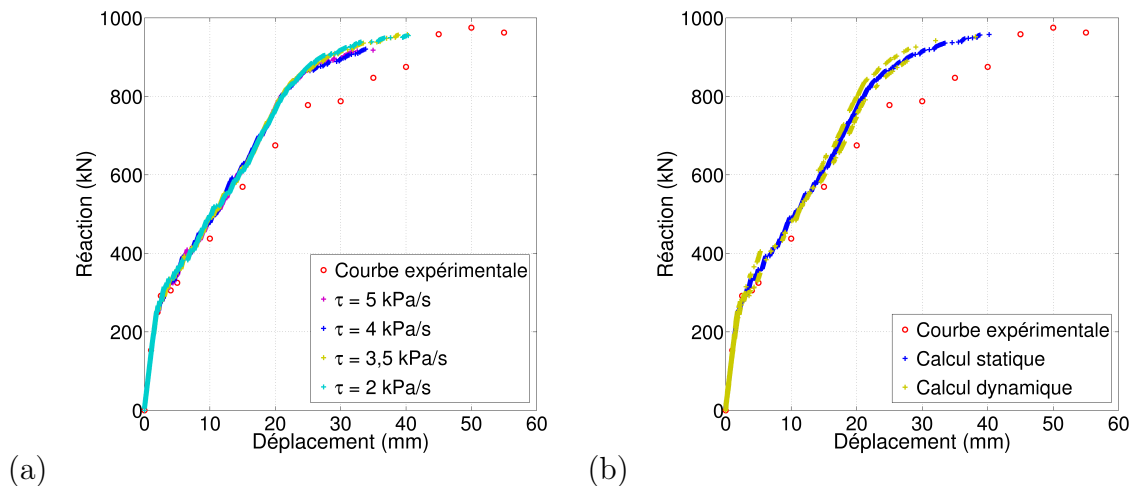


FIGURE 3.21 – Modèle CEA : influence (a) du taux de chargement  $\tau$  et (b) du mode de calcul (statique ou dynamique) sur la réponse de la structure

localisation de déformations lors de la rupture, phénomène qui, en terme numérique, se traduit par une forte dépendance de la discrétisation spatiale. Afin de s'affranchir de ce problème, des méthodes de régularisation sont utilisées. La méthode utilisée ici est celle proposée par Bazant *et al.* (1983) sur la base des travaux de Hillerborg *et al.* (1976). Elle utilise l'énergie de fissuration comme outil pour régulariser les solutions en introduisant explicitement une bande de largeur finie dans laquelle on dissipe l'énergie de fissuration. Dans le but de garantir l'objectivité du maillage, Bazant *et al.* (1983) suggèrent de garder cette énergie de fissuration dissipée constante. Les déformations ultimes introduites dans le modèle sont ainsi calculées à partir des énergies de fissuration et dépendantes de la

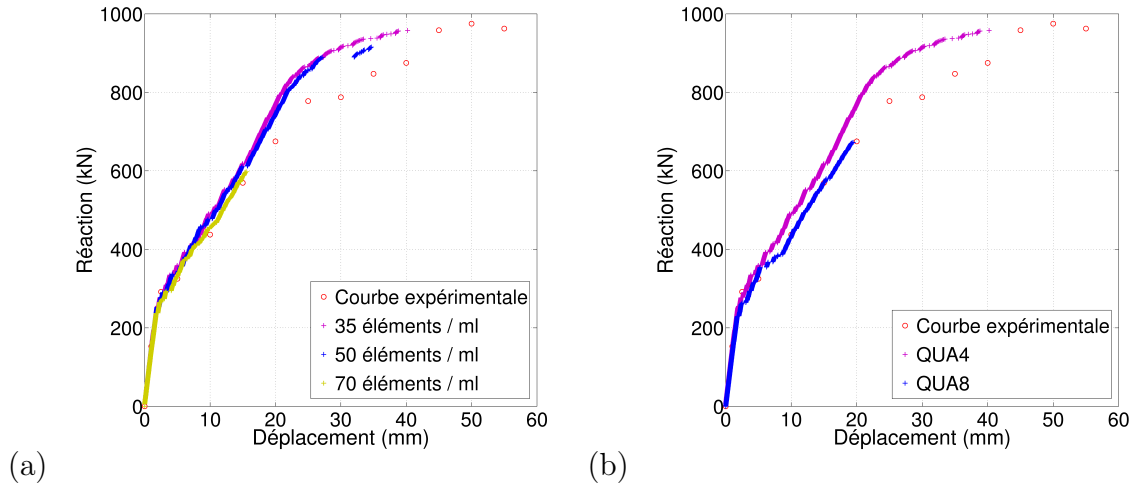


FIGURE 3.22 – Modèle CEA : influence (a) du nombre et (b) du type d'éléments finis sur la réponse de la structure

taille des éléments finis, permettant ainsi de s'affranchir de la dépendance du modèle au maillage. Des détails sur le calcul de ces déformations sont présentés plus loin pour le modèle BETON\_INSA. Pour le modèle régularisé, le meilleur résultat est obtenu avec une énergie de fissuration de  $10\,000\text{ Nm/m}^2$  en compression et une énergie à la rupture de  $60\text{ Nm/m}^2$  en traction et un espacement moyen des fissures de  $10\text{ cm}$ . Le résultat obtenu avec le modèle régularisé est moins bon que celui obtenu avec le modèle non régularisé (figure 3.23a) ce qui semble surprenant au regard des résultats classiquement obtenus avec ce genre d'approche. Le maillage étant identique dans les deux cas, seules changent entre les deux modèles les valeurs des déformations ultimes. Suivant les valeurs d'entrée des paramètres, le pilotage des simulations numériques se faisant en force, des difficultés de convergence peuvent alors apparaître. En effet, pour le modèle non régularisé, les déformations ultimes retenues, calculées à partir des formules 2.18 et 2.22, sont égales à  $\epsilon_{ut}^c \approx 4,25 \times 10^{-4}$  et  $\epsilon_{uc}^c \approx 2,06 \times 10^{-2}$  tandis que, pour le modèle régularisé, les valeurs d'énergie retenues conduisent à prendre  $\epsilon_{ut}^c \approx 1,52 \times 10^{-3}$  et  $\epsilon_{uc}^c \approx 6,07 \times 10^{-3}$  soit des valeurs très différentes. Par la suite, le choix a été fait de conserver le modèle non régularisé (même si le modèle régularisé est d'un point de vue théorique plus rigoureux) du fait notamment dans notre cas de sa meilleure convergence et donc d'un résultat plus proche du résultat expérimental en terme de résistance globale de la structure. Les figures 3.22a (modèle non régularisé) et 3.23b (modèle régularisé) montrent de plus que les deux modèles (non régularisé et régularisé) ont globalement la même sensibilité au maillage ce qui pourrait sembler surprenant au regard des phénomènes de localisation potentiels qui peuvent survenir dans le cas de matériaux adoucissants. Une



explication de cette indépendance au maillage pourrait être le fait que la structure étudiée est fortement ferrillée et que son comportement global est donc essentiellement relié à celui des armatures.

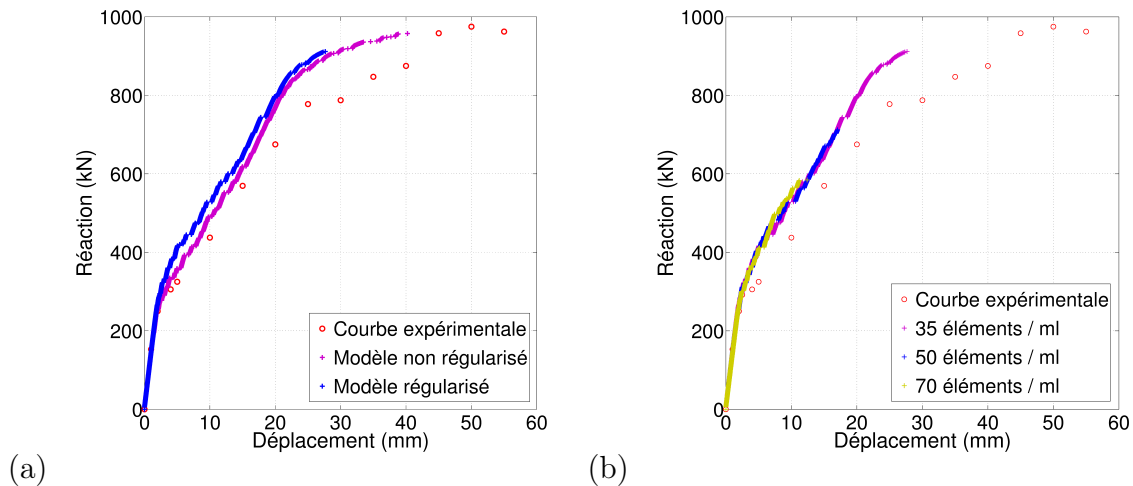


FIGURE 3.23 – Modèle CEA : influence de la régularisation (avec une énergie de fissuration de 10 000 Nm/m<sup>2</sup> en compression et de 60 Nm/m<sup>2</sup> en traction) sur la réponse de la structure : (a) comparaison des modèles régularisé et non régularisé et (b) influence du maillage avec le modèle régularisé

### 3.4.1.3 Adhérence acier-béton

Afin d'obtenir une bonne adéquation entre résultats numérique et expérimental dans des conditions de chargement quasi-statique, la résistance en traction du béton n'a pas été prise égale à la valeur moyenne mesurée expérimentalement (6,65 MPa). La valeur retenue (5,5 MPa) est inférieure aux valeurs mesurées lors des essais de traction sur éprouvettes. Cette valeur correspond à celle calculée à partir de la résistance en compression du béton à l'aide de l'équation 2.14 avec  $k = 0,296$  et  $p = \frac{2}{3}$  soit à l'aide de l'équation 3.1 :

$$f_t^c = 0,296 f_c^{2/3} \quad (3.1)$$

proche des formules recommandées par différents codes tels que les règles BAEL (EQUIPEMENT, 2000) pour des limites en compression du béton comprises entre 60 et 80 MPa (équation 2.16), l'Eurocode 2 part 1-1 (CEN, 2005) pour des bétons de résistance en compression inférieures à 50 MPa (équation 2.17) ou encore le JCSS (2002) quelle que soit la résistance en compression du béton.

De plus, les limites de l'acier ont dû être diminuées. Afin d'obtenir le début de plastification et la ruine de la structure pour la même pression que celle obtenue expérimenta-

lement, il a été nécessaire de diminuer la limite de plastification de l'acier. Par ailleurs, le module d'érouissage  $E_h^s$  a été pris égal à celui observé expérimentalement et la résistance ultime a été calculée selon l'équation 3.2.

$$f_u^s = f_y^s + E_h^s \left( \epsilon_u^s - \frac{f_y^s}{E_y^s} \right) \quad (3.2)$$

L'hypothèse d'une adhérence parfaite entre le béton et l'acier au niveau du modèle numérique peut expliquer cette nécessité de décroître les limites élastique et ultime de l'acier. En effet, si on considère une armature noyée dans du béton, la surface d'acier  $S$  en contact avec le béton est plus importante dans le cas d'une hypothèse d'adhérence parfaite que dans la réalité. De ce fait, la reprise d'une même force  $F$  par l'armature peut conduire, dans le modèle numérique avec adhérence parfaite, à sous-estimer les contraintes  $\sigma = F / S$  au niveau de l'acier et donc à retarder l'atteinte des limites de l'acier.

Afin d'expliquer la nécessité de diminuer les résistances de l'acier pour compenser l'effet de l'hypothèse d'une adhérence parfaite entre l'acier et le béton, des simulations ont été réalisées sur une poutre encastrée d'un côté et libre de l'autre (figure 3.24a). Une unique armature en acier est placée dans la zone tendue du béton et un champ de pression transversal est appliqué. Deux approches ont été utilisées pour décrire l'interface acier-béton. En premier lieu, une adhérence parfaite est proposée ce qui signifie qu'aucun glissement n'est possible à l'interface. En second lieu, un modèle de joint élastique permet de décrire un déplacement relatif potentiel à l'interface avec introduction d'une rigidité normale ( $k_n$ ) et de cisaillement ( $k_s = k_n / 2,5$ ). Les comportements de l'acier et du béton sont modélisés respectivement selon les mêmes lois de comportement que précédemment (c'est-à-dire que pour le mur en L) à savoir élasto-plastique pour l'acier et CEA pour le béton.

Dans la figure 3.24b, les courbes force-déplacement permettent de comparer deux cas d'adhérence parfaite (valeurs de résistance de l'acier différentes) et différentes modélisations de joint (joint élastique avec différentes valeurs de  $k_s$ ). Durant la phase initiale linéaire, qui correspond à la réponse élastique de la poutre, les mêmes courbes sont obtenues pour chaque cas de figure : le béton et l'acier travaillent de façon simultanée et de façon élastique sans dégradation du béton. Ensuite, l'apparition des fissures conduit à une perte de rigidité et l'importante augmentation de déplacement à force constante traduit une redistribution de contraintes au sein de la poutre. Puis les armatures jouent leur rôle en reprenant une part significative du chargement appliqué. Une seconde phase de comportement peut ainsi être définie, constituée d'une augmentation régulière du déplacement en fonction de la force appliquée avec des sauts de rigidité correspondant à chaque fois à l'apparition de fissures. Enfin, l'augmentation finale de la force avec une

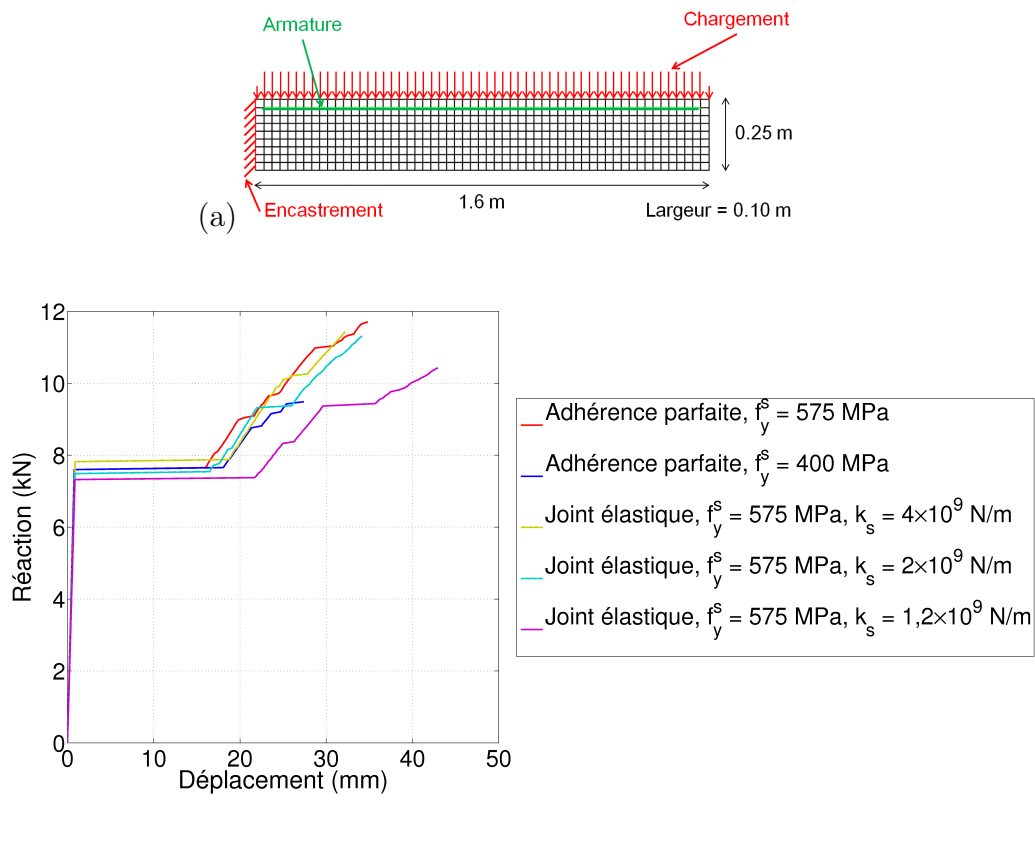


FIGURE 3.24 – (a) Modèle EF d'une poutre encastrée et (b) influence de l'adhérence entre l'acier et le béton sur la réponse de la structure : comparaison entre adhésion parfaite et joint élastique

diminution de la rigidité globale (dernière partie des courbes obtenues par exemple dans le cas d'une adhérence parfaite avec  $f_y^s = 575$  MPa et dans le cas d'une interface de type joint avec une rigidité de  $1,2 \times 10^9$  N/m) est en rapport avec l'écroutissage de l'acier. Cette troisième partie de la courbe correspond au comportement de l'acier seul, une fois que tout le béton a fissuré. Les résultats obtenus montrent que la prise en compte d'un joint entre l'acier et le béton conduit à des courbes force-flèche en deçà de celle obtenue avec une hypothèse d'adhérence parfaite et que revoir à la baisse les limites de l'acier dans le cas d'une modélisation avec une hypothèse d'adhérence parfaite permet de se rapprocher de la courbe obtenue avec un joint élastique de rigidité tangentielle égale à  $1,2 \times 10^9$  N/m.

### 3.4.1.4 Discussion des résultats

#### 3.4.1.4.1 Isovaleurs

- Déformée et déplacements

Naturellement, les déplacements maximum horizontaux (figure 3.25a) sont observés en tête de voile et les déplacements maximum verticaux (figure 3.25b) dans la partie tendue du béton à savoir au niveau de la surface d'application du chargement.

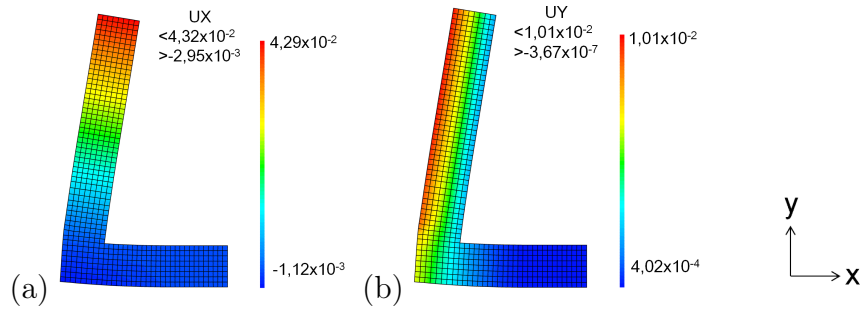


FIGURE 3.25 – Modèle CEA : déplacements (a) suivant x et (b) suivant y au dernier pas convergé et déformation amplifiée 5 fois

- Déformations et contraintes dans le béton

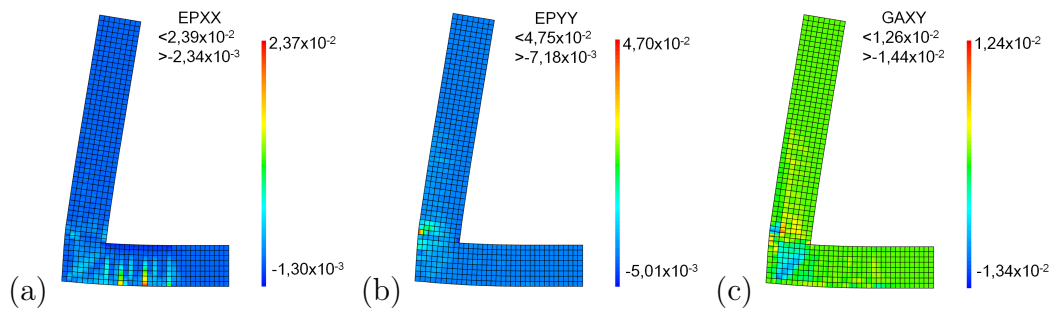


FIGURE 3.26 – Modèle CEA : déformations (a)  $\epsilon_{xx}$ , (b)  $\epsilon_{yy}$  et (c)  $\gamma_{xy}$  au dernier pas convergé

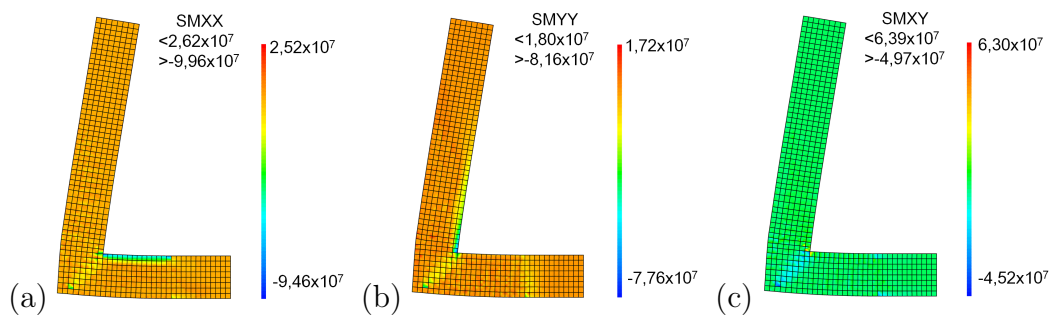


FIGURE 3.27 – Modèle CEA : contraintes (a)  $\sigma_{xx}$  suivant x, (b)  $\sigma_{yy}$  suivant y et (c)  $\sigma_{xy}$  suivant xy au dernier pas convergé

Les déformations du béton (figure 3.26) sont maximales au niveau des fissures observées par ailleurs à l'aide des variables internes du béton (figure 3.28). Dans la figure 3.27, des

concentrations de contraintes sont constatées, qui expliquent la divergence du modèle un peu avant atteinte de la ruine de la structure. Indépendamment de cela, les contraintes maximales se retrouvent au niveau de la jonction semelle-voile.

- Variables internes

La figure 3.28 montre l'état de l'ensemble des variables internes représentatives de l'état de la structure au dernier pas convergé, parmi lesquelles se distingue la variable réduction de la résistance en traction dans la direction principale 1 locale (DAM1) qui permet assez bien de retrouver l'état de fissuration à la ruine observé au niveau expérimental.

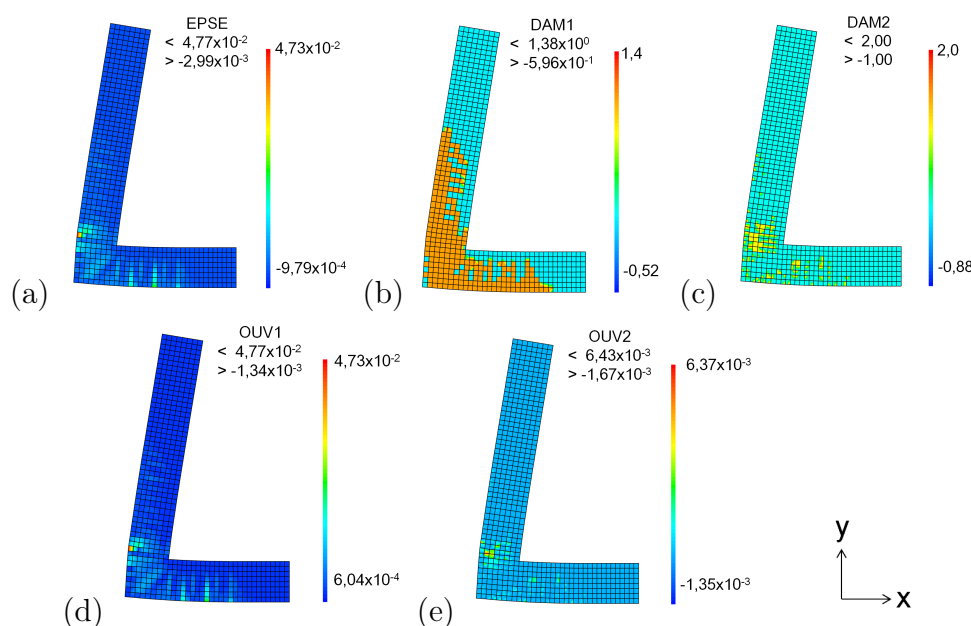


FIGURE 3.28 – Modèle CEA : (a) déformations plastiques cumulées (EPSE), réductions de la résistance en traction dans les directions principales (b) 1 (DAM1) et (c) 2 (DAM2) et ouvertures initiales des fissures dans les directions principales (d) 1 (OUV1) et (e) 2 (OUV2)

- Déformations et contraintes dans l'acier

L'effort maximal observé dans les armatures se situe au niveau de l'armature LA7 (figure 3.13c) c'est-à-dire au niveau de la semelle et est de 1 180 kN soit une contrainte maximale de 414 MPa. Au niveau de l'armature LA6, on observe un effort et une contrainte similaires de respectivement 1 160 kN et 407 MPa.

#### 3.4.1.4.2 Courbes pression-déplacement (béton) ou déformation (armature)

Comme on peut le voir dans la figure 3.30, un soulèvement de la semelle est observé

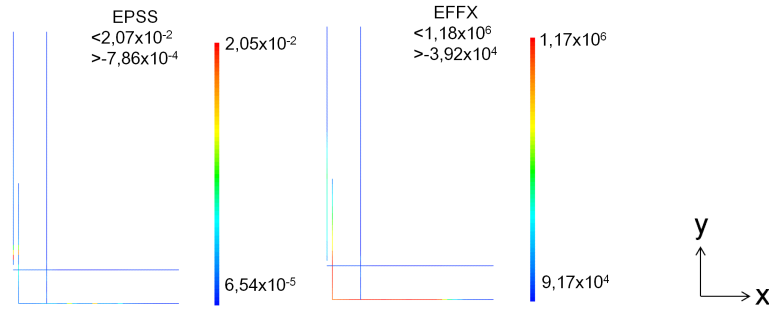


FIGURE 3.29 – Modèle CEA : (a) déformations longitudinales (EPSS) et (b) efforts normaux (EFFX) dans l'acier au dernier pas convergé

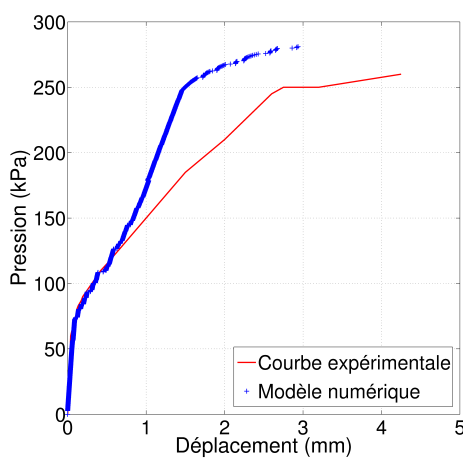


FIGURE 3.30 – Modèle CEA : déplacement suivant y de la semelle au point P0 positionné à la figure 3.14a

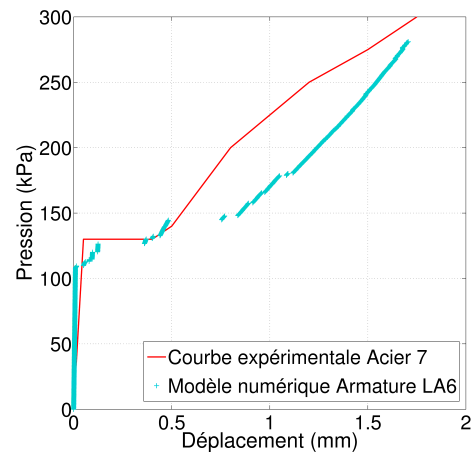


FIGURE 3.31 – Modèle CEA : déformations observées numériquement au niveau de l'armature LA6, comparées aux courbes expérimentales

numériquement tout le long du chargement ; ce déplacement, à sollicitation égale, est cependant moins important que celui observé expérimentalement. Un début de palier est obtenu numériquement comme expérimentalement pour une pression de 250 kPa. Ensuite, le déplacement augmente rapidement sans que la charge augmente fortement. Un soulèvement maximal de 3 mm est observé numériquement alors qu'il était de 4 mm pour le modèle expérimental.

Les déformations des armatures à mi-hauteur du mur obtenues numériquement sont quant à elles similaires à celles obtenues expérimentalement (figure 3.31).

### 3.4.2 Modèle BETON\_INSA

Le modèle BETON\_INSA est décrit par les mêmes paramètres, excepté celui lié au cisaillement, que ceux du modèle CEA. Les valeurs de ces paramètres ont donc été prises égales par défaut à celles retenues pour le calage du modèle CEA. Les influences des limites en traction et en compression du béton, qui, sur les surfaces seuils, peuvent être notamment différentes de celles du modèle CEA, sont présentées respectivement aux figures 3.32a et b. On observe que le meilleur calage du modèle BETON\_INSA est obtenu pour les mêmes valeurs limites du béton que celles retenues pour le modèle CEA. L'influence du paramètre lié au cisaillement, présentée à la figure 3.33, a également été étudiée en vue du calage. Pour un nombre d'itérations correspondant à un incrément de charge de 350 Pa, le facteur de transfert de cisaillement a peu d'influence sur la réponse de la structure. Par contre, pour un pas de chargement de 35 Pa, une meilleure convergence du modèle est obtenue pour un coefficient de transfert de cisaillement de 0,2.

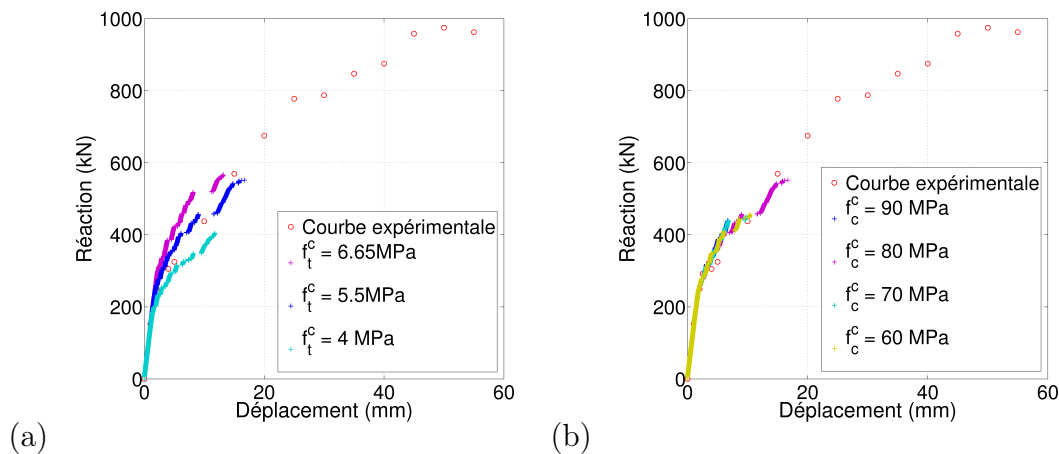


FIGURE 3.32 – Modèle BETON\_INSA : influence des limites (a) en traction et (b) en compression du béton sur la réponse de la structure

Pour ce modèle, l'algorithme diverge très rapidement après apparition des premières non linéarités et avant plastification des armatures en acier. Plusieurs pistes, portant d'une part sur le mode de calcul et d'autre part sur la régularisation du modèle, ont été testées afin d'améliorer la convergence du modèle. Aucune n'a malheureusement permis d'obtenir un résultat permettant d'accéder à la ruine de la structure.

Comme le montre la figure 3.34, l'augmentation du nombre d'itérations, la diminution de la précision de calcul ou encore le passage à un calcul dynamique ou l'augmentation du nombre maximum de sous-pas dans l'algorithme de Newton-Raphson ne permettent pas d'améliorer le résultat obtenu.

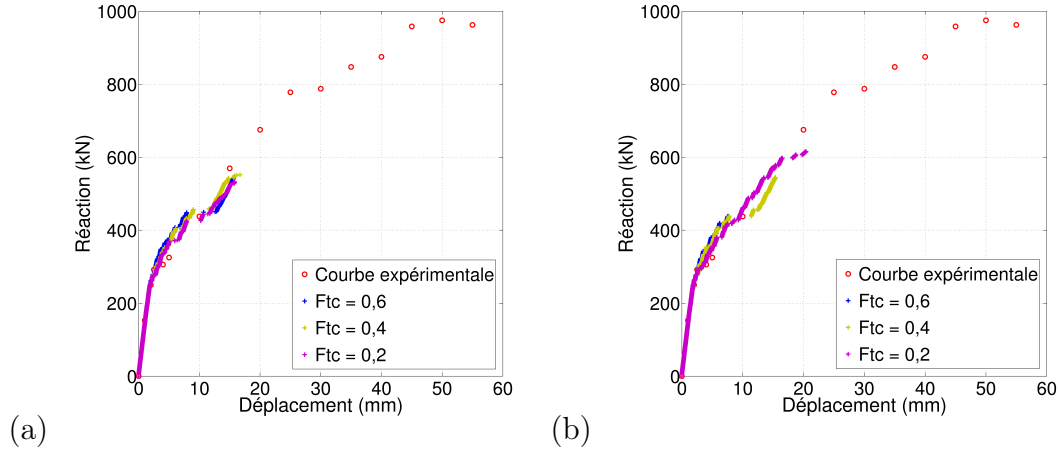


FIGURE 3.33 – Modèle BETON\_INSA : influence du facteur de transfert de cisaillement pour un incrément de calcul de (a) 350 Pa et (b) 35 Pa sur la réponse de la structure

Une régularisation d'Hillerborg a ensuite été réalisée. Dans ce cas, les déformations ultimes introduites dans le modèle sont calculées comme indiqué ci-dessous.

- Déformation plastique à la rupture en compression

D'après Feenstra et De Borst (1995), si on adopte une courbe d'écrouissage parabolique en compression définie par :

$$\begin{cases} \tau = \frac{f_c^c}{3} \left( 1 + 4 \frac{\kappa}{\kappa_{pic}} - 2 \frac{\kappa^2}{\kappa_{pic}^2} \right) & si \kappa < \kappa_{pic} \\ \tau = f_c^c \left( 1 - \frac{(\kappa - \kappa_{pic})^2}{(\kappa_{rupt} - \kappa_{pic})^2} \right) & si \kappa_{pic} \leq \kappa < \kappa_{rupt} \end{cases} \quad (3.3)$$

la déformation plastique au pic est alors définie sans tenir compte de la taille de l'élément par :

$$\epsilon_{pic}^p = \frac{4 f_c^c}{3 E_y^c} \quad (3.4)$$

On peut alors définir la déformation à la rupture en compression à partir de l'énergie de rupture en compression ( $G_c$ ) et de la longueur caractéristique de l'élément ( $l_c$ ) de la façon suivante :

$$\epsilon_{uc}^{pc} = 1,5 \frac{G_c}{l_c f_c^c} \quad (3.5)$$

La longueur caractéristique  $l_c$  correspond à une dimension représentative de la taille des éléments finis (Bazant *et al.*, 1983) et peut être définie selon Rots (1988) à partir de l'aire d'un élément fini ( $A_e$ ) par l'équation :



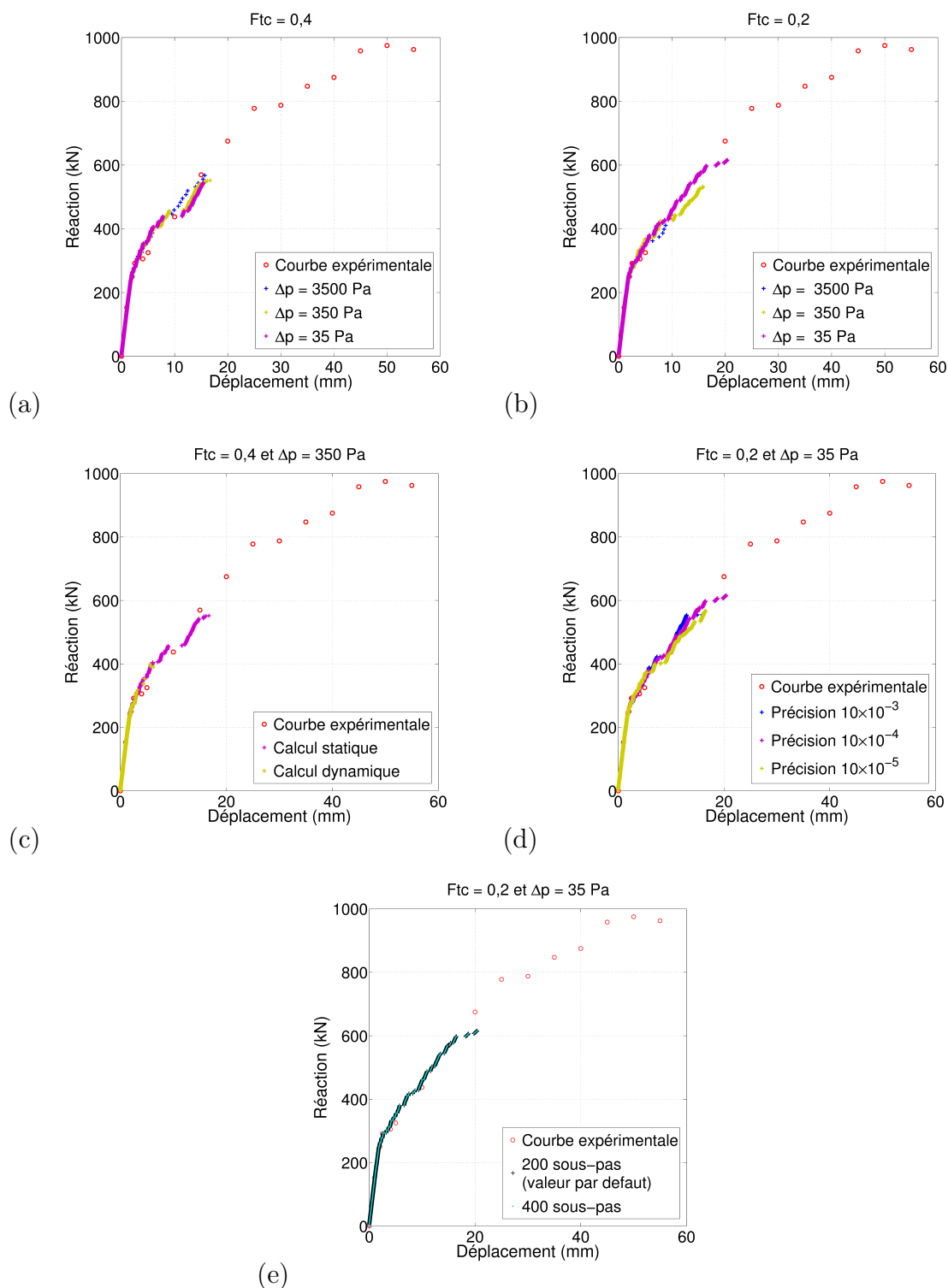


FIGURE 3.34 – Modèle BETON\_INSA : influence de l'incrément de calcul  $\Delta p$  pour un facteur de cisaillement égal à (a) 0,4 et (b) 0,2 ; (c) influence du mode de calcul (statique ou dynamique) ; (d) influence de la précision de calcul et (e) influence du nombre maximum de sous-pas dans l'algorithme de Newton-Raphson sur la réponse de la structure

$$h = \alpha_{l_c} \sqrt{A_e} \quad (3.6)$$

où  $\alpha_{l_c}$  est un facteur de modification égal à 1 pour des éléments finis quadratiques et à  $\sqrt{2}$  pour des éléments linéaires.

Pour la loi BETON\_INSA dont la courbe d'écrouissage est légèrement différente de celle retenue précédemment, Ile (2000) introduit un facteur correctif  $\frac{11}{48} \epsilon_{pic}^p$  au niveau de l'énergie pré-pic ce qui donne :

$$\epsilon_{uc}^{pc} = 1,5 \frac{G_c}{l_c f_c^c} - \frac{11}{48} \epsilon_{pic}^p \quad (3.7)$$

La déformation totale à la rupture en compression est alors la suivante :

$$\epsilon_{uc}^c = \frac{f_c^c}{E_y^c} + 1,5 \frac{G_c}{l_c f_c^c} - \frac{11}{48} \epsilon_{pic}^p \quad (3.8)$$

Pour des bétons courants, des valeurs de l'énergie de fissuration en compression comprises entre 5000 et 10000 Nm/m<sup>2</sup> sont généralement admises.

- Déformation à la rupture en traction

La déformation à la rupture en traction est calculée selon l'équation (Ile, 2000) :

$$\epsilon_{ut}^{pc} = k \frac{G_f}{l_c f_t^c} \quad (3.9)$$

où  $G_f$  désigne l'énergie de fissuration en traction du béton et  $k$  est un facteur dépendant du régime adoucissant ( $k = 1$  pour une courbe d'écrouissage en régime adoucissant exponentielle et  $k = 2$  pour une courbe linéaire).

Pour le béton armé, on remplace  $G_f$  par  $G_f^{ba}$  selon l'équation :

$$G_f^{ba} = G_f \left(1 + \frac{l_c}{l_s}\right) \quad (3.10)$$

où  $l_s$  désigne l'espacement moyen des fissures qui dépend du pourcentage volumique d'acier, du type et du diamètre des armatures et des propriétés d'adhérence entre le béton et l'armature. Au final, la déformation ultime en traction est la suivante :

$$\epsilon_{ut}^c = \frac{f_t^c}{E_y^c} + k \frac{G_f \left(1 + \frac{l_c}{l_s}\right)}{l_c f_t^c} \quad (3.11)$$

On constate généralement que l'énergie de fissuration en traction  $G_f$  est 50 à 100 fois inférieure à celle en compression. Les valeurs utilisées pour les bétons courants sont comprises entre 60 et 150 Nm/m<sup>2</sup>. Les résultats obtenus pour différentes énergies de

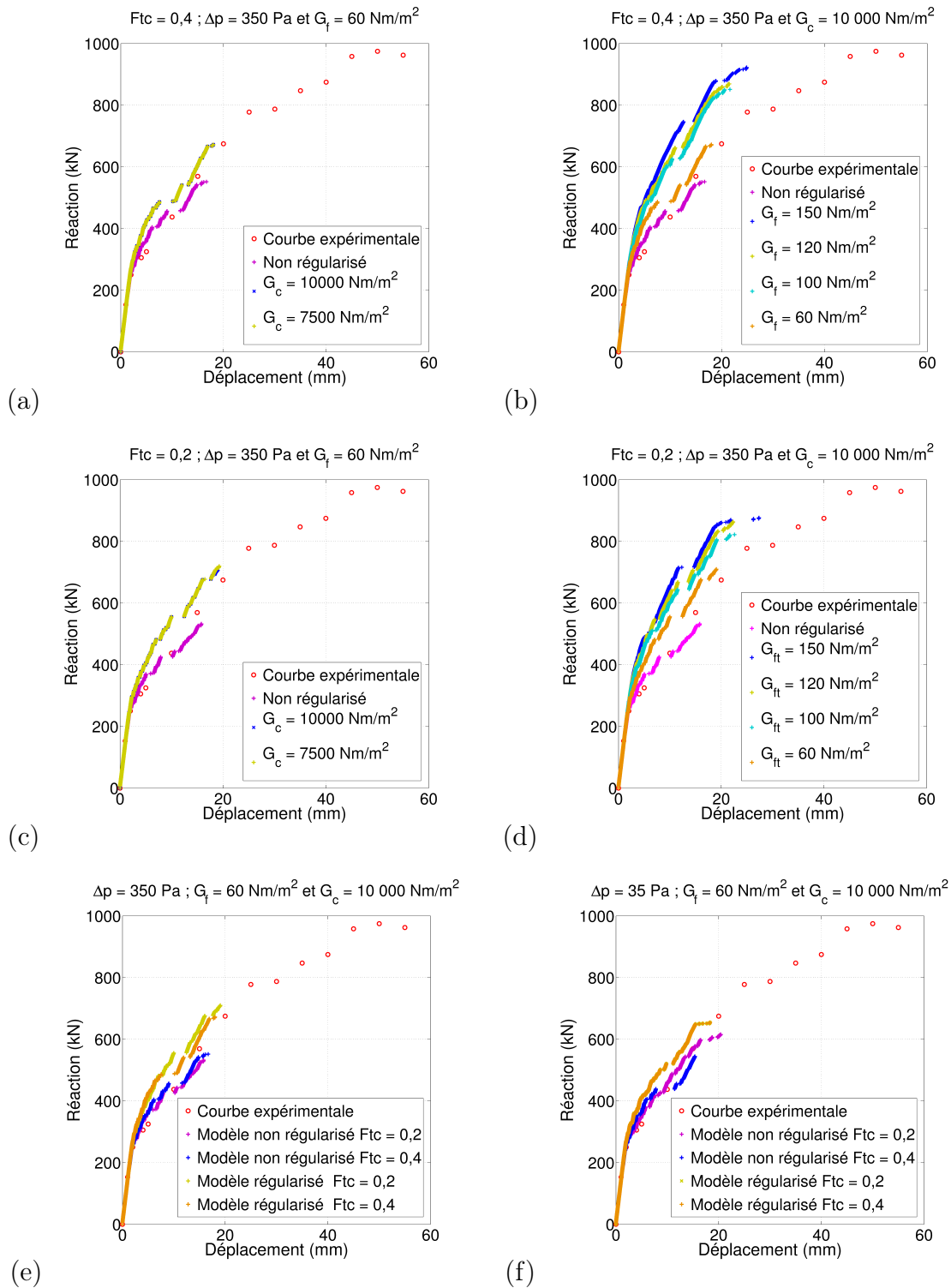


FIGURE 3.35 – Modèle BETON\_INSA : influence de la régularisation sur la réponse de la structure et plus précisément de l'énergie de rupture en compression (courbes bleue et verte confondues) pour (a)  $F_{tc} = 0,4$  et (c)  $F_{tc} = 0,2$  et de l'énergie de fissuration en traction pour (b)  $F_{tc} = 0,4$  et (d)  $F_{tc} = 0,2$  et comparaison des résultats obtenus pour les modèles non régularisé et régularisé pour (e)  $\Delta p = 350$  Pa et (f)  $\Delta p = 35$  Pa (courbes verte et ocre confondues)

fissuration en traction et de rupture en compression et un incrément de charge de 350 Pa sont présentés à la figure 3.35a, b, c et d. Les résultats obtenus sont, comme pour le modèle CEA, plus éloignés et optimistes que ceux obtenus avec le modèle non régularisé et la courbe expérimentale, comme le montre la figure 3.36d et e. *A contrario*, la régularisation a clairement un effet sur la dépendance du modèle au maillage (figure 3.36a et b).

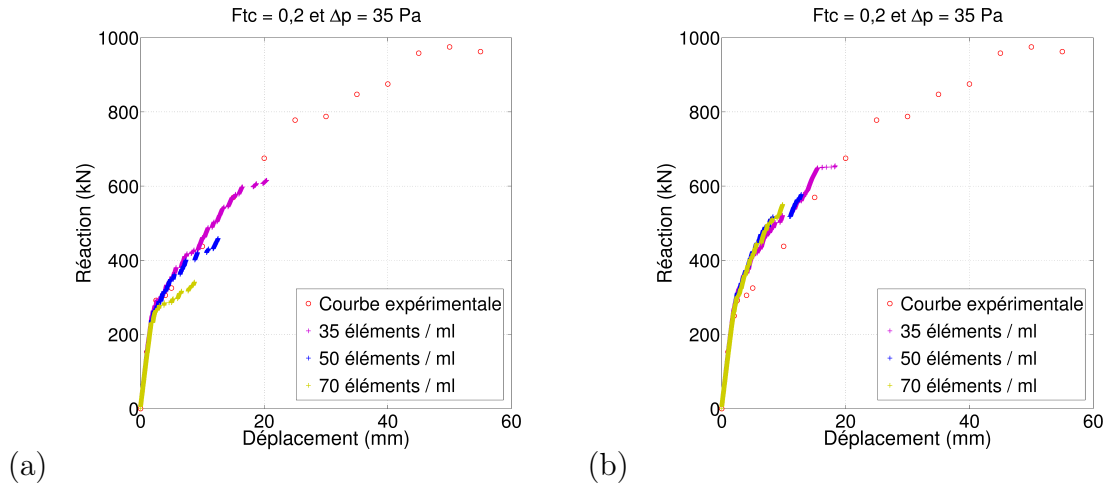


FIGURE 3.36 – Modèle BETON\_INSA : sensibilité au maillage (a) du modèle non régularisé et (b) du modèle régularisé

Au final, le meilleur résultat est obtenu avec le modèle non régularisé, un coefficient de transfert de cisaillement  $F_{tc} = 0,2$  et un incrément de charge de 35 Pa.

### 3.4.3 Modèles Mazars et Ricrag

Les modèles Mazars et Ricrag faisant intervenir des paramètres d'entrée différents de ceux mesurés expérimentalement et donc de ceux des modèles BETON\_INSA et CEA, ils ont été calés à deux échelles différentes. Dans un premier temps, ils ont été calés à l'échelle d'un élément fini de façon à s'assurer que l'on obtienne bien avec les différents modèles (CEA, BETON\_INSA, Mazars, Ricrag) des réponses identiques à des tests uni-axiaux de traction et compression. Ensuite, le comportement de la structure à l'échelle 1/6 a été étudié à l'échelle globale de façon à comparer les résultats obtenus avec la courbe force-flèche expérimentale.

#### 3.4.3.1 Échelle de l'EF

Des tests de traction et compression uni-axiaux ont ainsi été simulés sur un unique élément fini tel que spécifié à la figure 3.37 avec un pilotage en déplacement. Le résultat

obtenu avec le modèle CEA est dans ce cas considéré comme étant la référence. Une étude paramétrique portant sur les paramètres autres que ceux utilisés dans la loi de comportement CEA a été réalisée pour chaque loi de comportement (figures 3.38 et 3.39).

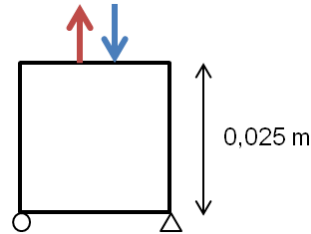


FIGURE 3.37 – Principe des tests de traction et compression sur 1 élément fini pilotés en déplacement imposé

La figure 3.38 montre que le béton utilisé dans les expériences est un matériau plutôt fragile en traction ( $I_f^c = 0,6$ ) sans résistance résiduelle en traction, de façon à obtenir une bonne adéquation entre les modèles CEA et Mazars.

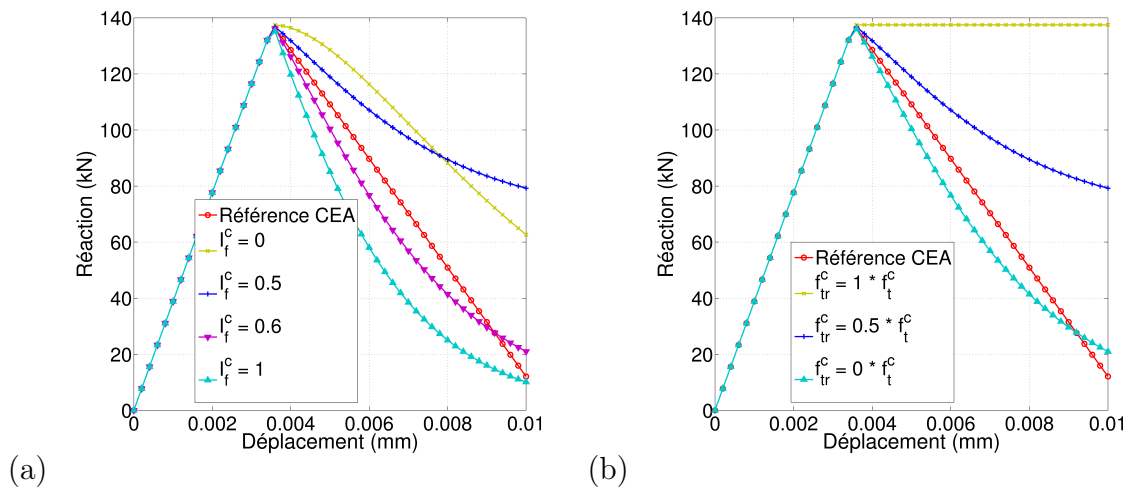


FIGURE 3.38 – Modèle Mazars : influence de (a) l'indice de fragilité ( $I_f^c$ ) et (b) la résistance en traction résiduelle ( $f_{tr}^c$ ) sur la réponse d'un élément fini soumis à un chargement uni-axial

La figure 3.39 montre le calage du modèle Ricrag afin d'obtenir un résultat proche de celui obtenu avec le modèle CEA.

Au départ, le module d'écroutissage associé à la partie non linéaire et le module d'écroutissage cinématique ont été pris égaux aux valeurs recommandées par Ragueneau (1999) et Richard (2010a) : respectivement,  $7 \times 10^{-7} \text{ Pa}^{-1}$  et  $7 \times 10^9 \text{ Pa}$ . En effet, ces auteurs recommandent que ces valeurs ne soient pas trop modifiées pour éviter une divergence de l'algorithme d'intégration. De plus, les valeurs de fragilité du béton ont été

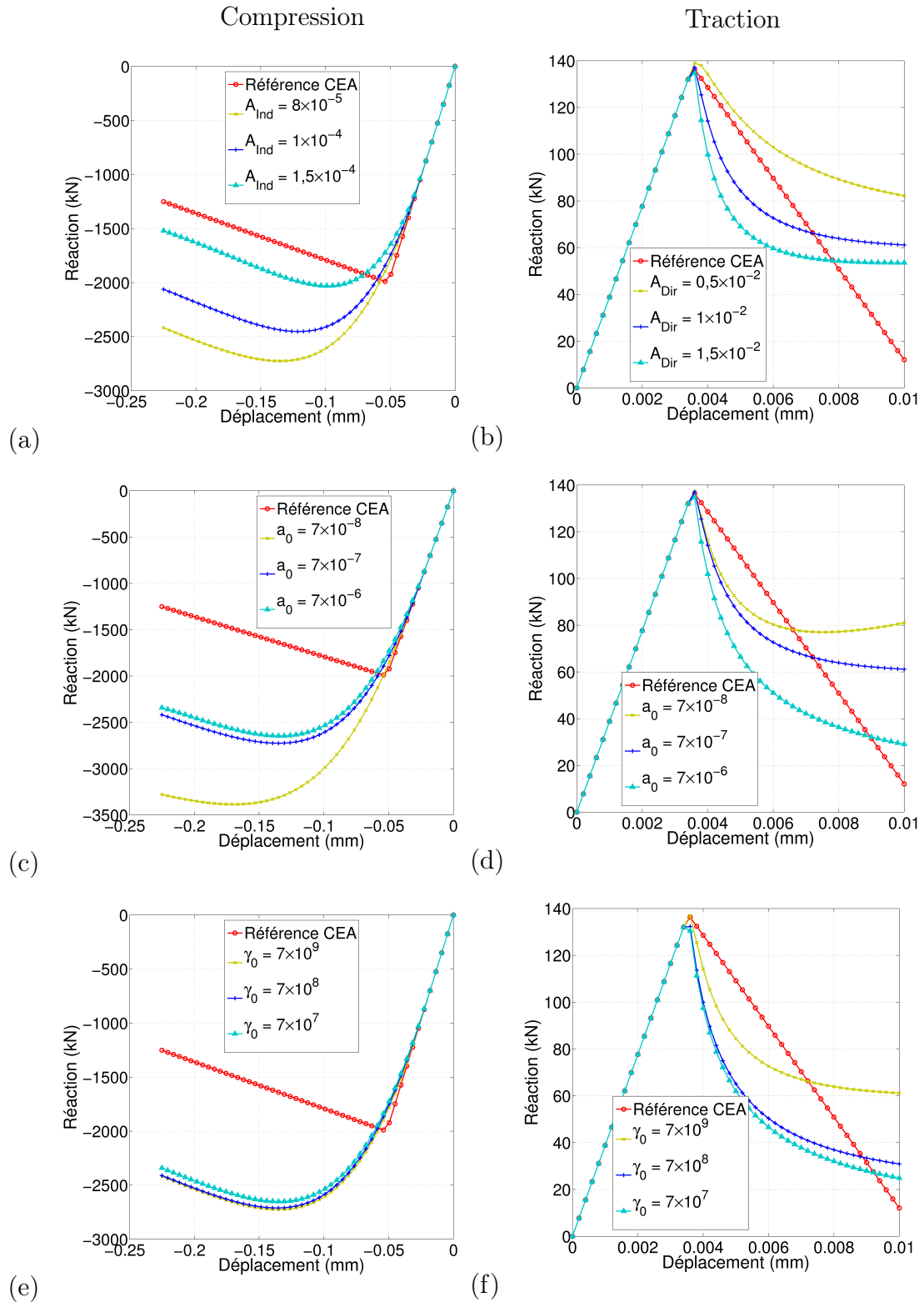


FIGURE 3.39 – Modèle Ricrag : influence sur la réponse d'un élément fini des (a) fragilités du béton en compression et (b) en traction, (c) modules d'écrouissage non linéaire du béton en compression et (d) en traction et (e) modules d'écrouissage cinématique du béton en compression et (f) en traction

prises égales aux valeurs retenues par Richard (2010a) dans sa propre étude :  $1 \times 10^{-2} \text{ J}^{-1}\text{m}^3$  en traction et  $8 \times 10^{-5} \text{ J}^{-1}\text{m}^3$  en compression. Étant donné que les résultats obtenus avec le modèle Ricrag sont loin de celui obtenu avec le modèle CEA, les valeurs de certains paramètres ont été modifiées. Les valeurs suivantes ont ainsi été retenues pour les paramètres descriptifs du modèle :  $A_{Ind} = 1,5 \times 10^{-4}$  (au regard des résultats présentés à la figure 3.39a),  $A_{Dir} = 0,5 \times 10^{-2}$  (figure 3.39b),  $a_0 = 7 \times 10^{-7}$  (figures 3.39c et d) et  $\gamma_0 = 7 \times 10^7$  (figures 3.39c et d).

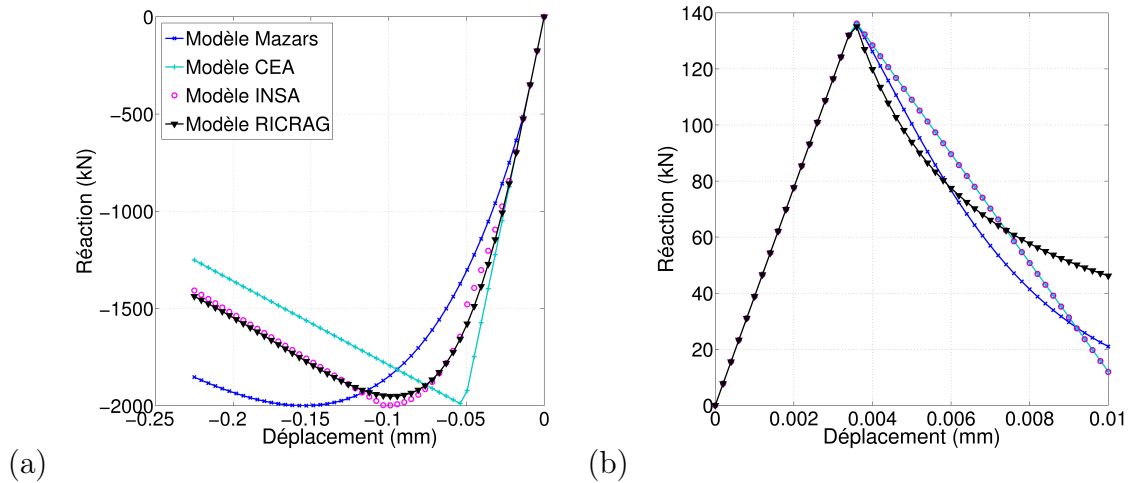


FIGURE 3.40 – Résultats de calage des quatre lois de comportement pour des tests uniaxiaux de (a) compression et (b) traction réalisés sur un élément fini

Au final, la figure 3.40 représente le comportement uni-axial d'un élément fini en compression et en traction pour chacune des lois de comportement calées avec les mêmes valeurs des caractéristiques du béton (égales à celles présentées à la colonne 6 du tableau 3.2) et avec, pour le modèle CEA :  $f_{cc}^c = 1,16 f_c^c$  et  $Betr = 0,1$ , pour le modèle Mazars :  $f_{tr}^c = 0$ ,  $I_f^c = 0,6$  et  $\beta = 1,6$ , pour le modèle BETON\_INSA :  $Ftc = 0,2$  et pour le modèle Ricrag :  $A_{Ind} = 1,5 \times 10^{-4}$ ,  $A_{Dir} = 0,5 \times 10^{-2}$ ,  $a_0 = 7 \times 10^{-7}$  et  $\gamma_0 = 7 \times 10^7$ . Des écarts sont observés entre les différentes lois, dus à la description propre de chacune des lois, mais les résultats observés dans cette figure correspondent au meilleur calage obtenu. En traction, alors que l'atteinte de la fissuration est obtenue pour la même intensité de chargement (correspondant à un déplacement imposé de 0.0036 mm), des écarts importants sont observés en fin de chargement (déplacement imposé de 0,01 mm) en termes de réaction : écarts par rapport au modèle CEA de 0% pour le modèle BETON\_INSA du fait d'une loi de comportement identique en traction, de 74 % pour le modèle Mazars et 283 % pour le modèle Ricrag. En compression, le pic est obtenu pour des chargements différents (écarts d'environ -50 % pour le modèle CEA et 50 % pour le

modèle Mazars par rapport aux modèles BETON\_INSA et Ricrag) ce qui s'explique par le fait que le modèle CEA ne prend pas en compte d'écrouissage négatif alors que c'est le cas pour le modèle BETON\_INSA et que les modèles Mazars et Ricrag font intervenir de l'endommagement. Des écarts en termes de réaction sont également observés en fin de chargement : écarts de 12,5 % pour le modèle BETON\_INSA, 15 % pour le modèle Mazars et 48 % pour le modèle Ricrag par rapport au modèle CEA.

### 3.4.3.2 Échelle de la structure

Une fois les paramètres principaux calés à l'échelle de l'élément fini, l'influence du mode de calcul pour les deux modèles a été étudiée à l'échelle de la structure (modèle réduit) afin de s'assurer du bon déroulement du processus de résolution incrémental et itératif. Par ailleurs, les tests réalisés à l'échelle de l'EF étant des tests de traction et compression simples, l'influence du coefficient de cisaillement intervenant dans le modèle Mazars n'a pas pu être étudiée. Cette influence est donc testée à l'échelle de la structure.

#### 3.4.3.2.1 Modèle Mazars

L'influence du facteur correctif pour le cisaillement  $\beta$  a donc été étudiée et la figure 3.41 montre que la valeur recommandée de 1,6 est celle qui conduit effectivement à la meilleure convergence.

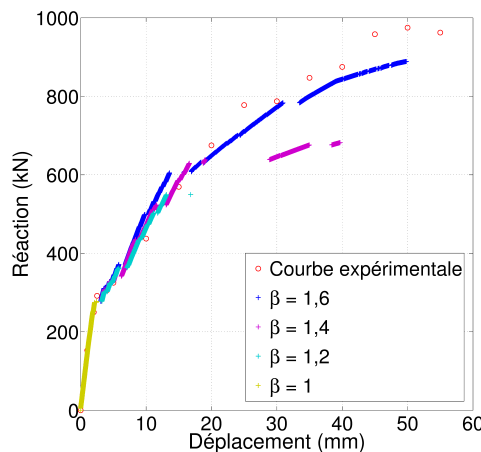


FIGURE 3.41 – Modèle Mazars : influence du facteur de correction de cisaillement ( $\beta$ ) sur la réponse de la structure

Le pas de chargement de 350 Pa retenu au départ pour le modèle Mazars conduit à des discontinuités au niveau de la courbe, dues à des difficultés de convergence du modèle.



Du fait de la non linéarité du modèle, l'incrément de chargement important peut en effet conduire lors de l'utilisation de la méthode de Newton-Raphson à un écart de déplacement également important, d'où une discontinuité au niveau de la courbe de réponse. Aussi, plusieurs nombres d'itérations correspondant à des pas de chargement différents ont été testés. Afin d'améliorer la précision des résultats et faciliter la convergence du code de calcul, comme le montre la figure 3.42, le nombre d'itérations a finalement dû être multiplié par 10 (pas de chargement égal à 35 Pa), ce qui conduit à augmenter considérablement le temps de calcul CPU. Néanmoins, ce modèle présente encore quelques difficultés de convergence.

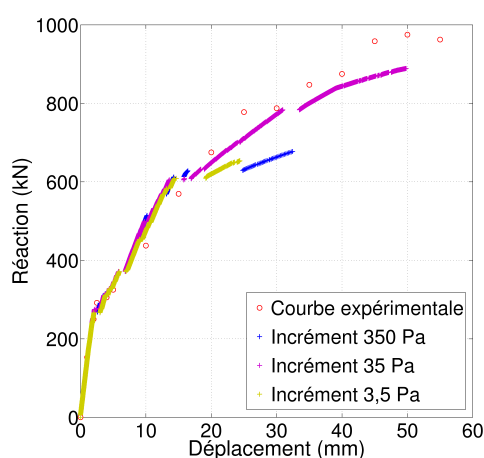


FIGURE 3.42 – Modèle Mazars : influence du choix de l'incrément de calcul  $\Delta p$  sur la réponse de la structure

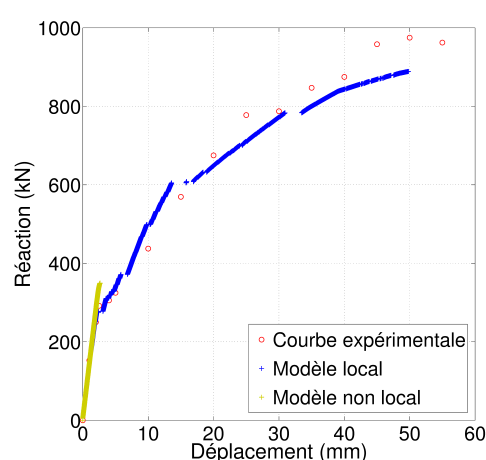


FIGURE 3.43 – Modèle Mazars : résultat obtenu avec le modèle non local

Le modèle non-local de Mazars a également été testé. Dans ce cas, comme pour tout modèle non-local, la régularisation du modèle en vue de s'affranchir d'une dépendance au maillage est basée sur le calcul de la valeur effective d'une variable en un point  $x$  à l'aide de sa moyenne pondérée sur le voisinage proche. Ce voisinage est délimité par la longueur interne qui est une constante liée à la taille de la zone hébergeant les mécanismes non-linéaires à l'origine du comportement adoucissant. Cette longueur a été prise égale dans le cas présent à 3 fois la taille des éléments finis. Une divergence du code très rapide est observée pour ce modèle non-local, comme le montre la figure 3.43.

Les résultats d'isovaleurs obtenus avec le modèle local au dernier pas convergé sont présentés à la figure 3.44 pour le béton et 3.45 pour l'acier. Ces résultats sont similaires à ceux obtenus avec le modèle CEA.

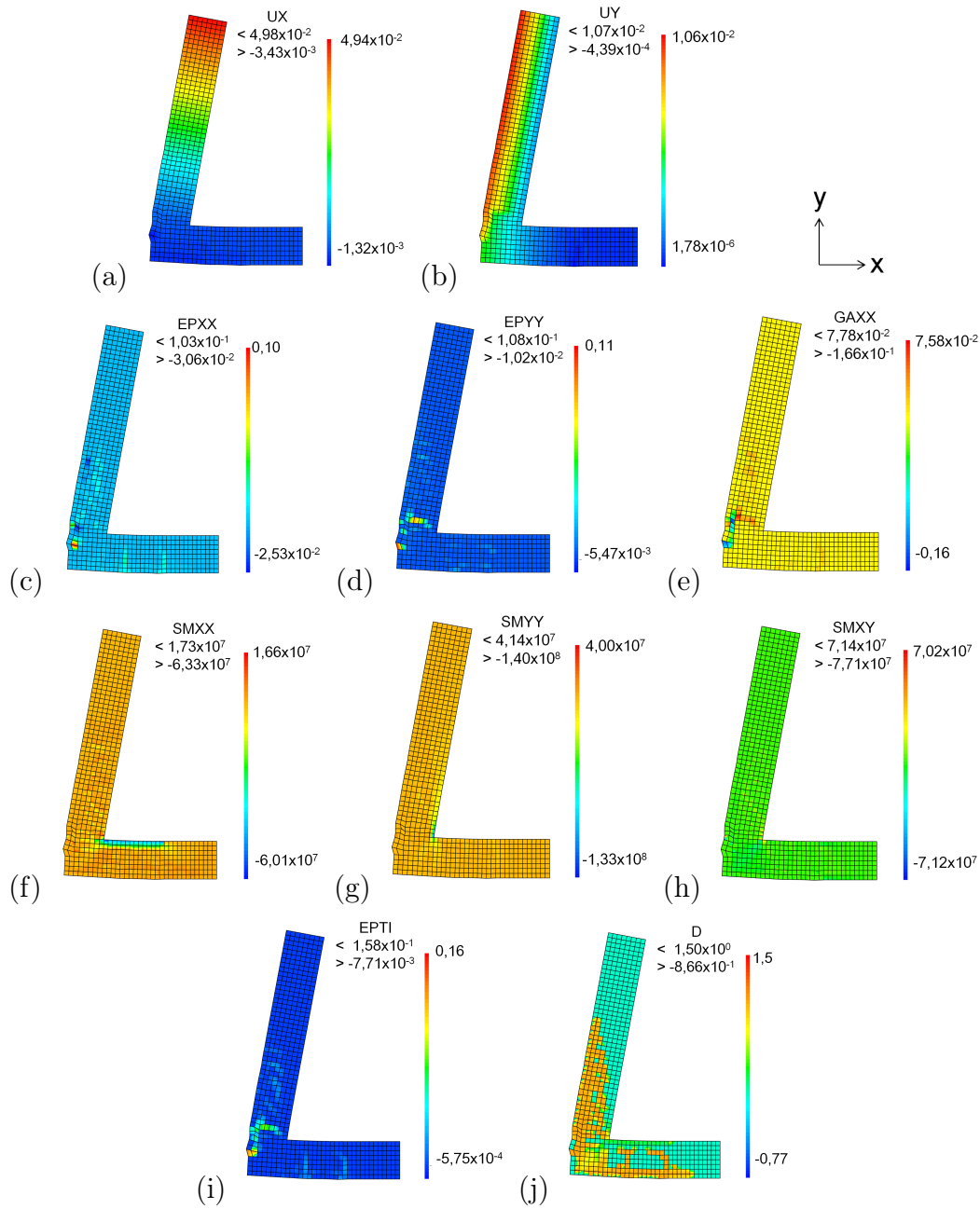


FIGURE 3.44 – Modèle Mazars : isovaleurs obtenues pour le béton au dernier pas convergé : (a) et (b) déplacements respectivement suivant  $x$  et  $y$ , (c), (d) et (e) déformations du béton respectivement  $\epsilon_{xx}$ ,  $\epsilon_{yy}$  et  $\gamma_{xy}$ , (f), (g) et (h) contraintes respectivement  $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{yy}$  et  $\sigma_{xy}$ , (i) déformation maximale équivalente et (j) valeur de l'endommagement

### 3.4.3.2.2 Modèle Ricrag

Dans le cas du mur en L, avec les valeurs de paramètres retenues précédemment à l'échelle de l'élément fini, comme l'on peut le voir dans la figure 3.46, l'algorithme di-

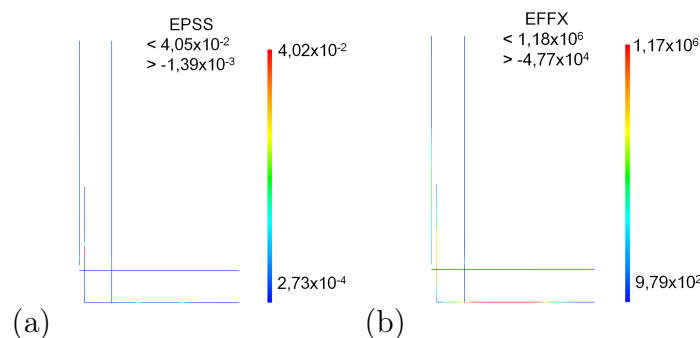


FIGURE 3.45 – Modèle Mazars : isovaleurs obtenues pour l'acier au dernier pas convergé : déformations en (a) et efforts en (b)

verge très rapidement après apparition des premières non linéarités et avant plastification des armatures en acier. Comme précisé par Ragueneau (1999) et Richard (2010a), une meilleure convergence du modèle est obtenue avec une valeur du module d'écrouissage cinématique égale à  $7 \times 10^9$  Pa. Dans ce dernier cas, la courbe obtenue numériquement est cependant plus éloignée de la courbe expérimentale.

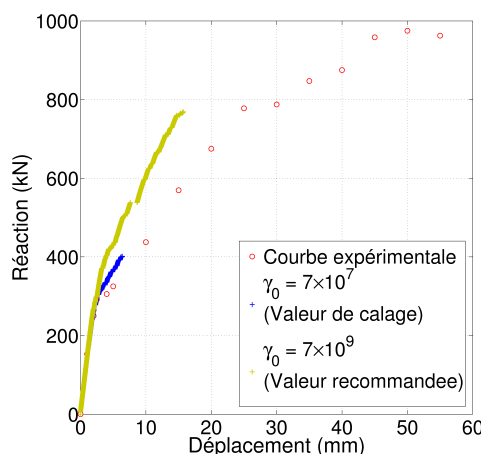


FIGURE 3.46 – Modèle Ricrag : influence de  $\gamma_0$  sur la convergence

Afin d'essayer d'améliorer la convergence du modèle avec  $\gamma_0 = 7 \times 10^7$ , différents incréments de charge ont été testés. La figure 3.47a montre que plus l'incrément de charge est petit c'est-à-dire plus on est censé améliorer la précision de la réponse, moins bonne est la convergence du modèle. Par ailleurs, comme le montre la figure 3.47b, l'augmentation du nombre maximum de sous-pas dans l'algorithme de Newton-Raphson permet de forcer un peu la convergence sans obtenir pour autant un résultat satisfaisant (décrochement horizontal non satisfaisant sur la courbe).

La formulation non locale du modèle Ricrag a également été testée avec un résultat

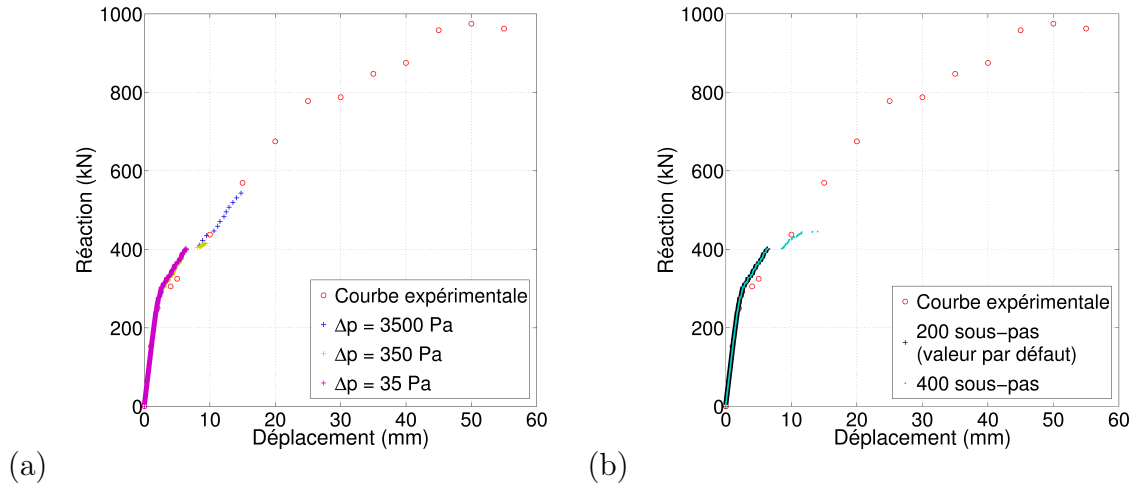


FIGURE 3.47 – Modèle Ricrag : influence (a) de l'incrément de calcul  $\Delta p$  et (b) du nombre maximum de sous-pas dans l'algorithme de Newton-Raphson

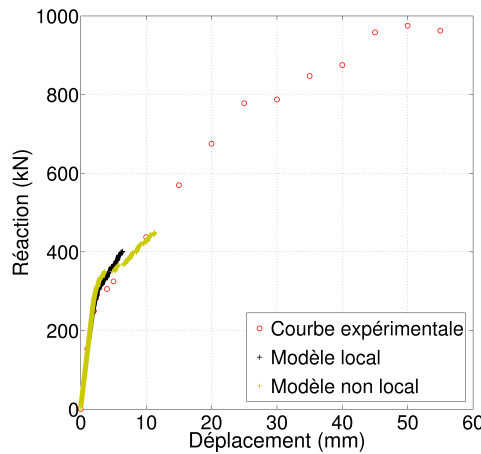


FIGURE 3.48 – Modèle Ricrag : comparaison entre modèles local et non local

guère différent de celui obtenu avec le modèle local (figure 3.48).

## 3.5 Comparaison des modèles

Les valeurs retenues pour les paramètres spécifiques à chaque loi de comportement sont présentées au tableau 3.4.

Le tableau 3.5 permet de préciser les caractéristiques de la structure au dernier pas convergé pour chaque modèle. La première ligne de ce tableau précise la déformation maximale obtenue au niveau du béton au dernier pas convergé, exprimée en pourcentage par rapport à la déformation au pic de compression  $\frac{f_c^c}{E_y}$  pour les modèles CEA et

TABLE 3.4 – Paramètres de calage des différentes lois de comportement

Loi de comportement	Paramètre	Symbole	Valeur retenue	Unité
CEA	Facteur de transfert de cisaillement	$B_{etr}$	0,1	-
	Pas de chargement	$\Delta p$	350	Pa
Mazars	Résistance en traction résiduelle	$f_{tr}^c$	0	MPa
	Indice de fragilité	$I_f^c$	0,6	-
	Ces valeurs conduisent à $\epsilon_{d0} = 1,4 \times 10^{-4}$ , $A_t = 1$ , $B_t = 11\,300$ , $A_c = 0,8$ , et $B_c = 570$ .			
	Coefficient de cisaillement	$\beta$	1,6	-
	Pas de chargement	$\Delta p$	35	Pa
BETON_INSA	Coefficient de réduction du module de cisaillement	$F_{tc}$	0,2	-
	Pas de chargement	$\Delta p$	35	Pa
Ricrag	Fragilité en traction	$A_{Dir}$	$0,5 \times 10^{-2}$	$J^{-1}m^3$
	Fragilité en compression	$A_{Ind}$	$1,5 \times 10^{-4}$	$J^{-1}m^3$
	Écrouissage non linéaire	$a_0$	$7 \times 10^{-7}$	$Pa^{-1}$
	Écrouissage cinématique	$\gamma_0$	$7 \times 10^7$	Pa
	Pas de chargement	$\Delta p$	35	Pa

TABLE 3.5 – Situation des différents modèles au dernier pas convergé en termes de dégradation de la structure, de déplacement et de pression ultimes (LAI représente l'armature n°i)

Paramètre		Modèle CEA	Modèle BETON_INSA	Modèle Mazars	Modèle Ricrag
% de $\frac{f_c^c}{E_y^c}$		264	128	-	-
% de $f_u^s$	LA1	0,7	0,5	0,7	0,3
	LA2	82	59	84	17
	LA3	95	40	91	53
	LA4	75	73	48	3
	LA5	95	92	100	35
	LA6	91	87	73,5	19
	LA7	94	67	93	37
	LA8	90	85	4,6	0,1
	LA9	75	56	15,1	-1,3
	LA10	36	36	90,3	-7
	LA11	-3	-2	-3	-1,4
Déplacement ultime en cm		4,0	2,0	5,0	0,6
Pression ultime en kPa		277	178	258	116
Raison d'arrêt du code		Problème lié à l'écoulement plastique du béton	Divergence au niveau de l'algorithme de Newton-Raphson	Limite acier atteinte	Divergence au niveau de l'algorithme de Newton-Raphson

BETON\_INSA. Les contraintes maximales observées au niveau de chaque armature sont ensuite exprimées en terme de pourcentage par rapport à la contrainte ultime de l'acier  $f_u^s$ . Puis sont précisées les caractéristiques globales obtenues au dernier pas convergé à savoir la pression conduisant à la dégradation maximale, le déplacement ultime de la structure en tête de voile et la raison de l'arrêt du code.

### 3.5.1 Réponse en *pushover*

Pour le mur en L à l'échelle 1/6, les courbes force-flèche pour les différentes lois de comportement sont présentées à la figure 3.49. Seuls les deux modèles de Mazars et CEA permettent d'obtenir la force ultime conduisant à la ruine de l'ouvrage.

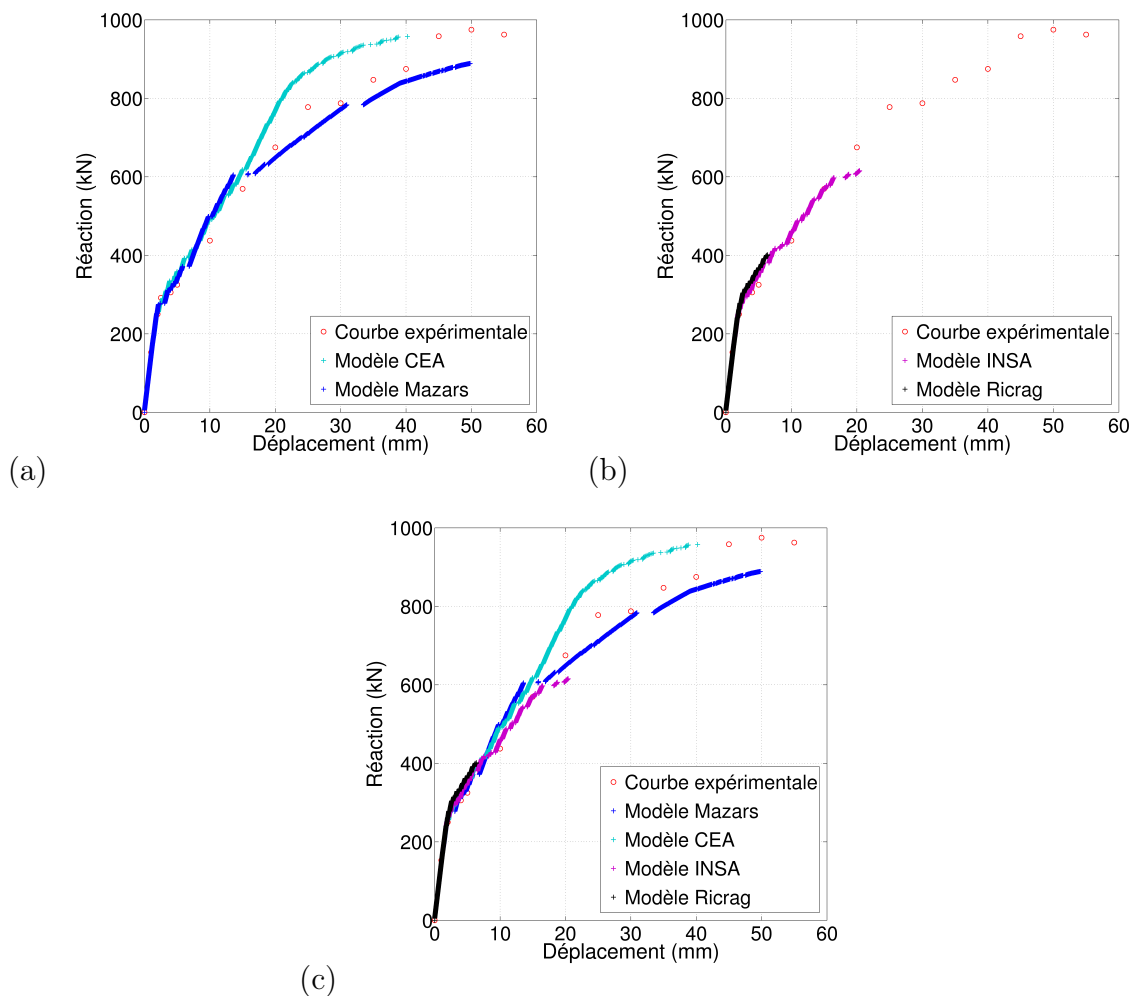


FIGURE 3.49 – Réponse de la structure en L à l'échelle 1/6 après calage pour (a) les lois CEA et Mazars, (b) les lois BETON\_INSA et Ricrag et (c) l'ensemble des lois de comportement

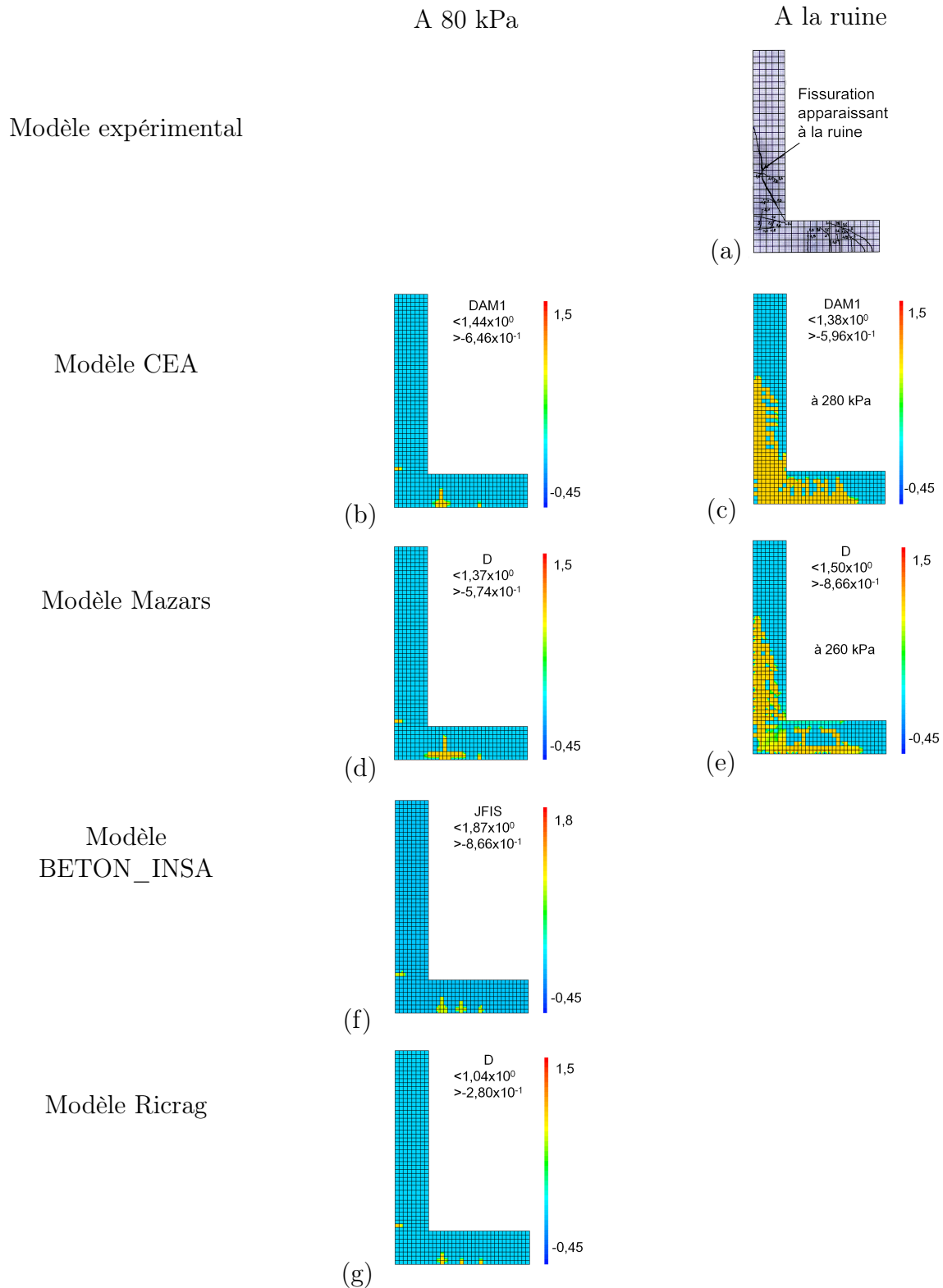


FIGURE 3.50 – Fissuration observée (a) expérimentalement et (b), (c), (d), (e), (f) et (g) avec les modèles numériques à 80 kPa et au dernier pas convergé.

### 3.5.2 Mode de ruine

La figure 3.50 présente les valeurs des variables internes représentatives de la dégradation de la structure à savoir : la variable scalaire d'endommagement ( $D$ ) pour les modèles Mazars et Ricrag, les valeurs de réduction de la résistance en traction dans la direction 1 ( $DAM1$ ) pour le modèle CEA et les valeurs de l'indicateur d'état de fissuration ( $JFIS$ ), égal à 1 quand la fissuration est initialisée et à 0 dans le cas contraire pour le modèle BETON\_INSA.

Les premières fissures sont correctement obtenues avec les quatre modèles (figure 3.50b, d, f et g) mais à des pressions plus faibles que dans les conditions expérimentales. En effet, avec les quatre modèles, les premières fissurations apparaissent à une pression de 50 kPa au niveau de la semelle et 80 kPa au niveau du mur vertical et se propagent perpendiculairement à la surface de la structure. Ceci s'explique par le fait qu'expérimentalement, l'observation de la naissance d'une fissure nécessite déjà un certain degré d'ouverture ce qui peut engendrer un décalage (par rapport à la pression) entre la naissance effective de la fissure et son observation. La figure 3.50c et e, décrivant la ruine au dernier pas convergé pour les deux modèles Mazars et CEA, montre que les deux modèles semblent reproduire l'ultime macro-fissure conduisant à la ruine de l'ouvrage.

## 3.6 Conclusion

Avant d'étudier le comportement sous sollicitation avalancheuse d'une structure réelle de type mur en L représentative d'une dent déflectrice faisant partie du dispositif de protection de Taconnaz, la validation d'un modèle numérique a été effectuée sur la base d'un essai *pushover* réalisé en laboratoire sur un modèle à l'échelle 1/6.

Les principaux résultats de cet essai consistent d'une part en une caractérisation précise des propriétés des matériaux constitutifs et d'autre part en une description du comportement de la structure sous forme de courbes force-flèche enregistrées dans le béton et au niveau de l'acier ainsi qu'une représentation qualitative de la fissuration observée tout au long du test. Dans l'optique de retrouver numériquement ces résultats et de les extrapoler ultérieurement à l'échelle réelle, un modèle numérique EF a été développé à l'aide du code de calculs Cast3M et les quatre lois de comportement du béton présentées au chapitre précédent testées.

La sollicitation avalancheuse étant définie par un champ de pression, le pilotage du modèle mécanique se fait en force. C'est la raison pour laquelle la convergence des modèles de comportement non linéaires du béton n'est pas assurée lorsque les contraintes au sein du matériau béton avoisinent sa limite en compression. C'est ainsi que seuls deux modèles



rhéologiques sur quatre, à savoir les modèles CEA et de Mazars, ont permis de décrire le comportement de la structure jusqu'à la ruine. Alors que le modèle CEA prédit une pression à la ruine plus proche de celle obtenue expérimentalement, le modèle Mazars permet d'obtenir une meilleure estimation de la flèche ultime de la structure. La description du mode de ruine est quant à elle relativement similaire avec les deux modèles. *A contrario*, le temps de calcul CPU est bien plus faible pour le modèle CEA (aux alentours de 20 min) que pour le modèle Mazars (environ 2 h).

L'objectif de l'étude est au final d'investiguer la vulnérabilité de la structure à l'aide de courbes de vulnérabilité et de fragilité représentant respectivement un indice de dommage et la probabilité de défaillance de la structure en fonction de l'intensité de l'aléa. Le phénomène avalancheux étant généralement décrit par la pression d'impact qu'il génère au niveau des obstacles, la pression conduisant à la ruine de la structure est donc un paramètre important. De plus, dans le cadre de l'établissement des courbes de fragilité, un nombre important de simulations numériques est nécessaire afin d'estimer une probabilité de défaillance. C'est la raison pour laquelle le modèle CEA est par la suite privilégié puisqu'il conduit à une meilleure estimation de la pression à la ruine et est plus économique en temps de calcul.

# Simulation d'une structure de protection en BA

---

## 4.1 Introduction

La représentativité du modèle numérique ayant été évaluée *via* sa calibration sur des essais expérimentaux, l'objectif est désormais de s'intéresser à la réponse d'une structure en vraie grandeur sollicitée par un signal de pression avalancheux. La structure retenue pour la présente étude est une structure de protection contre les avalanches en béton armé. Elle a été étudiée à deux échelles différentes : échelle 1/6 pour caler le modèle sur la base d'un essai expérimental et échelle réelle pour étudier l'influence de la sollicitation avalancheuse sur le comportement et la vulnérabilité de la structure. Le chargement étant un champ de pression évoluant au cours du temps, on peut s'attendre à des réponses structurelles différentes suivant la vitesse de chargement ou plus généralement suivant les caractéristiques du signal avalancheux. Le problème essentiel est donc dans un premier temps de préciser la nature de cette réponse c'est-à-dire préciser dans quelles conditions la réponse de la structure peut être considérée comme quasi-statique ou dynamique.

Alors que le comportement de structures soumises à des chargements sismiques est clairement dynamique (Lestuzzi et Badoux, 2008), celui de structures soumises à des chargements avalancheux est en effet plus difficile à appréhender. Pour des structures de protection complexes, Berthet-Rambaud *et al.* (2007) et Daudon *et al.* (2013) considèrent que la réponse à une sollicitation avalancheuse fait intervenir des effets inertiels. Pour de simples murs de bâti, Bertrand *et al.* (2010) et Favier (2014b) partent du principe que de telles structures réagissent de façon quasi-statique à un champ de pression d'avalanche de neige dense. Pour la structure étudiée ici, il apparaît donc important d'apporter des connaissances complémentaires sur le type de comportement attendu sous l'effet d'une pression d'impact avalancheux en réalisant dans un premier temps une étude paramétrique liée au signal avalancheux.

Dans le domaine de l'explosion, de nombreuses études (Li et Meng, 2002; Soleiman Falah et Louca, 2007; Ma *et al.*, 2007; Krauthammer *et al.*, 2008; Shi *et al.*, 2008; Colombo

et Martinelli, 2012; Nassr *et al.*, 2013) ont été réalisées afin de préciser le type de comportement attendu de différentes structures. Toutes établissent des diagrammes pression-impulsion permettant de visualiser sur un même graphique les différents comportements possibles d'une structure en fonction de l'intensité de l'aléa. Il est proposé d'appliquer cette méthode aux structures soumises à des sollicitations avalancheuses.

## 4.2 Structure de protection de Taconnaz

### 4.2.1 Dispositif paravalanche

La structure en béton armé étudiée ici est représentative d'une des dents défectrices faisant partie du dispositif paravalanche de Taconnaz. Le couloir avalancheux de Taconnaz est situé dans la partie intermédiaire de la vallée de Chamonix, sous le glacier de Taconnaz, et est considéré en France comme l'un des plus importants couloirs avalancheux. Il est régulièrement impacté par des avalanches en provenance du glacier du Goûter, menaçant ainsi le hameau de Taconnaz situé dans la zone d'arrêt.

Suite à la défaillance d'anciennes digues de protection, un important dispositif de protection a été conçu et mis en oeuvre au début des années 1990. Ce dispositif, présenté à la figure 4.1 et situé dans la partie aval de la zone d'écoulement et en amont du hameau exposé, a pour but de freiner, stocker et arrêter les écoulements et est donc composé de plusieurs ouvrages de différentes fonctions :

- onze dents défectrices, disposées en deux rangées à l'entrée amont du dispositif, permettant d'étaler le flux avalancheux ;
- ensuite, quatre rangées de tas freineurs situés en quinconce dont l'objectif est de ralentir les écoulements et dissiper ainsi l'énergie au sein de l'écoulement ;
- et pour finir, à l'aval du dispositif, une digue frontale de 14 mètres de hauteur sensée arrêter la progression de l'avalanche et la stocker en amont.

Les événements catastrophiques qui ont lieu le 11 Février 1999 dans le couloir de Taconnaz, au bas de la vallée de Chamonix, ont provoqué un certain nombre de dommages au niveau de ce dispositif paravalanche, et plus particulièrement au niveau de deux dents défectrices (figure 4.2). Ces événements, ainsi que ceux du 5 Avril 2006, ont mis en exergue la nécessité de progresser dans la connaissance des interactions entre les phénomènes naturels et les structures pour mieux protéger les biens et les personnes exposées. L'objectif de la présente étude est ainsi non pas de comprendre ce qui s'est réellement produit au niveau de ces deux dents mais bien de mieux appréhender de façon générale le comportement d'ouvrages en béton armé sous sollicitation avalancheuse.

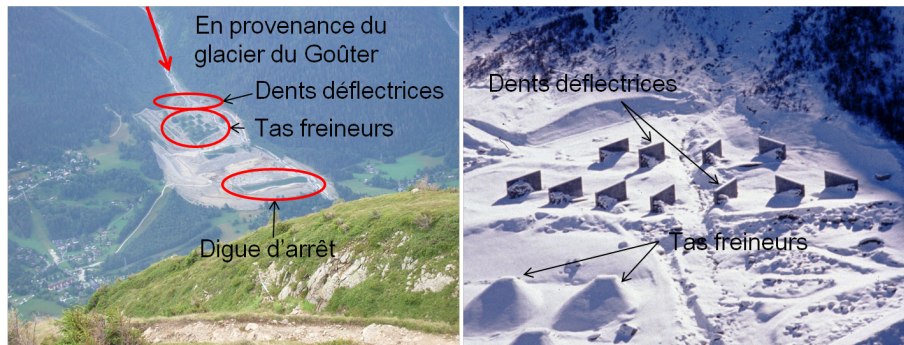


FIGURE 4.1 – Dispositif paravalanche de Tacconnaz. (Source : R. Burnet et F. Valla - Irstea)

En effet, d'après Berthet-Rambaud *et al.* (2007), la première dent endommagée située en amont du dispositif a *a priori* été impactée par la combinaison d'une avalanche mixte et d'un bloc de glace ou de pierre. La deuxième dent endommagée, visible à la figure 4.2 et située en contrebas de la première, avait quant à elle la particularité de reposer en aval sur un bloc de maçonnerie. Ce qui s'est produit en 1999 n'est donc pas forcément représentatif du comportement général d'ouvrages de protection paravalanches du fait d'une part d'une sollicitation particulière composée d'un mélange de neige et de glace non représentative des avalanches de neige dense en général et d'autre part du renforcement de la structure par un enrochement.



FIGURE 4.2 – Dent déflectrice dans le couloir de Tacconnaz endommagée par l'avalanche du 11 février 1999. (Source : F. Rapin. - Irstea)

#### 4.2.2 Dent déflectrice BA

Comme le montrent les différents plans de ferrailage de l'époque issus de la note de calcul réalisée par le cabinet grenoblois TETRA (figure 4.3), la dent déflectrice en vraie grandeur peut être assimilée à un mur en « L » en béton armé composé d'une semelle horizontale en escalier et d'un voile vertical de hauteur variable (figure 3.1). Le choix d'une semelle en escalier est essentiellement dû à des raisons d'adaptabilité au terrain

et non à des considérations structurales. Le ferrailage du mur réel, est décrit par trois plans : deux coupes transversales et un plan d'élévation.

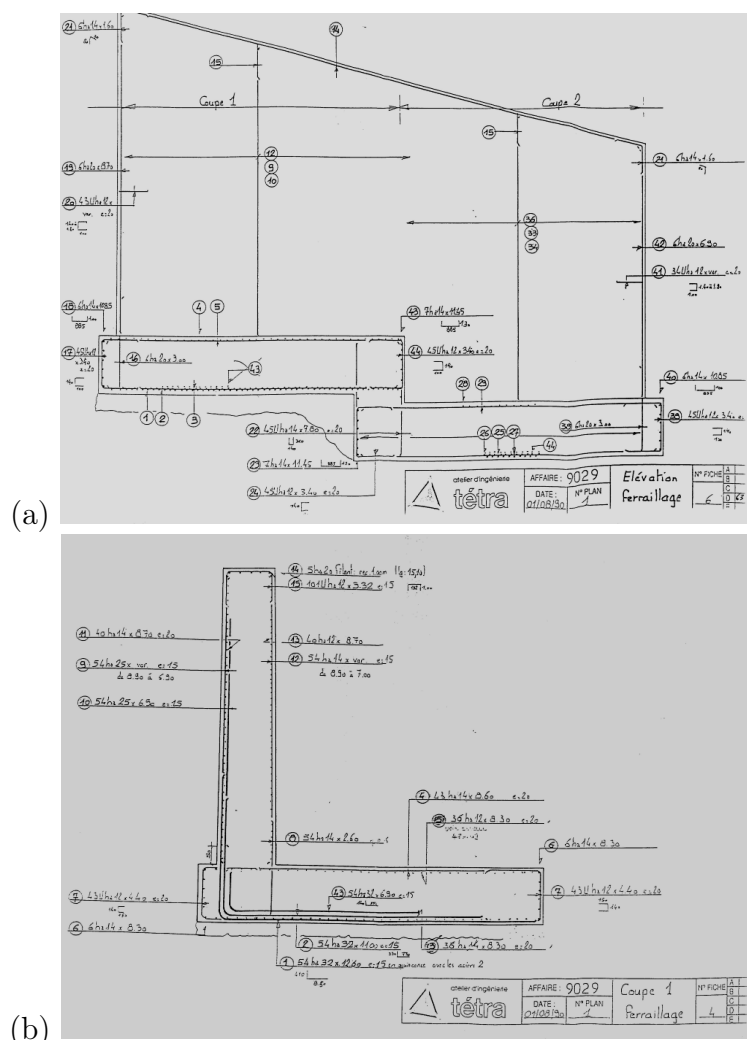


FIGURE 4.3 – Plans de ferrailage des dents défectrices de Taconnaz : (a) en élévation et (b) en coupe

*In fine*, la structure en vraie grandeur étudiée est un mur en L, constitué d'un voile de hauteur constante et d'une semelle horizontale et non plus en escalier, de hauteur 9,60 m, longueur 14,80 m, largeur 9,00 m et épaisseur 1,50 m, comme présenté à la figure 4.4. Elle est renforcée par des armatures de diamètres compris entre 14 et 32 mm et espacées en moyenne de 0,15 m dans le sens de la longueur.

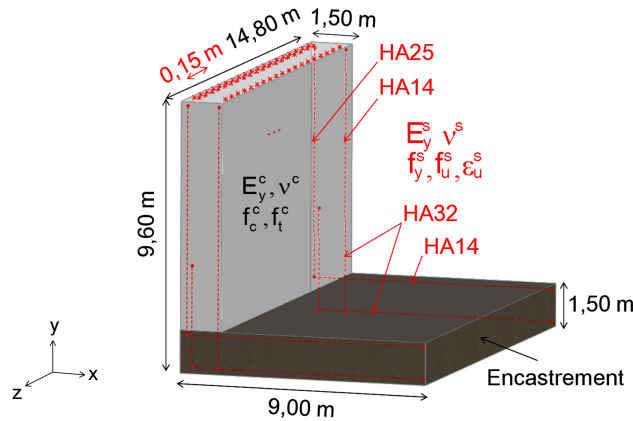


FIGURE 4.4 – Structure modélisée en vraie grandeur

## 4.3 Modélisation numérique

### 4.3.1 Chargement avalancheux

#### 4.3.1.1 Type d'avalanches prises en compte

Dans un couloir avalancheux, à vitesse d'écoulement égale, on peut considérer que la pression d'impact d'une avalanche de neige dense qui peut être calculée à l'aide de l'équation 1.2 est bien plus élevée que celle d'une avalanche de neige poudreuse. Dans notre cas par exemple, la structure étudiée est située dans le couloir avalancheux de Taconnaz dans lequel on a pu dénombrer un nombre important d'avalanches de neige dense et mixtes. Selon Naaïm *et al.* (2007), dans ce couloir, la vitesse de la partie dense de l'avalanche ( $v_d$ ) est estimée à environ 40 m/s et sa densité ( $\rho_d$ ) varie de 250 à 500 kg/m<sup>3</sup> selon la qualité de la neige et la présence de blocs de glace qui peuvent représenter jusqu'à 30 % du volume. La vitesse de la partie aérosol ( $v_p$ ) se situe autour de 40-50 m/s et sa densité ( $\rho_p$ ) peut être estimée à 10 kg/m<sup>3</sup>. En conséquence, le ratio entre pressions d'impact des parties dense et poudreuse ( $\frac{\rho_d v_d^2}{\rho_p v_p^2}$ ) peut être estimée aux alentours de 20. C'est pourquoi seul le cas des avalanches de neige dense est étudié ici.

#### 4.3.1.2 Variations spatiales et temporelles

Afin de ne pas complexifier le modèle mécanique et augmenter ainsi les temps de calcul, la variation spatiale de la sollicitation n'a pas été prise compte dans la présente étude. Le champ de pression appliqué est ainsi considéré comme homogène sur l'ensemble de la structure et appliqué sur la hauteur totale de l'ouvrage comme spécifié à la figure 4.9, Naaïm *et al.* (2010) ayant montré que la hauteur de l'avalanche de neige dense à l'entrée

de la zone d'arrêt des avalanches de Taconnaz était comprise entre 6 et 10 mètres.

L'objectif du travail ci-dessous est en fait d'étudier l'impact que peuvent avoir les variations dans le temps du signal avalancheux sur le comportement des ouvrages et le cas échéant de les prendre en compte dans le dimensionnement de ces derniers.

### 4.3.1.3 Signaux temporels introduits dans le modèle

Deux types de profils de pression différents, présentés à la figure 4.5, ont été testés :

- un signal synthétique de type triangle isocèle ;
- et un signal avalancheux synthétique s'inspirant d'un signal réel.

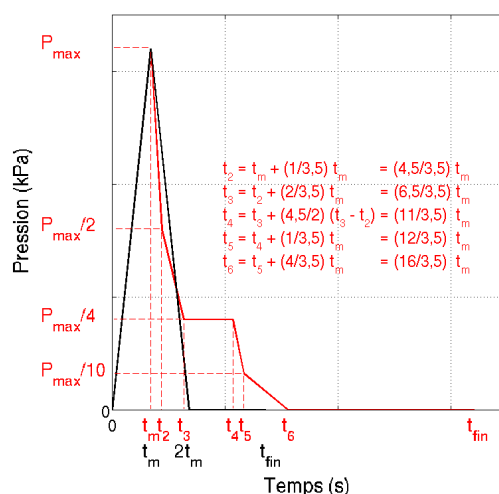


FIGURE 4.5 – Deux types de signaux introduits dans le modèle : en noir, signal triangulaire isocèle et en rouge, signal avalancheux synthétique

Dans le dernier cas, le signal de référence retenu est un signal réel mesuré *in situ* au col du Lautaret (Hautes-Alpes) (Thibert *et al.*, 2008), caractéristique d'une avalanche de neige dense, et présenté à la figure 1.10b. Pour les besoins de l'étude, ce signal, obtenu à l'origine avec une fréquence de 3kHz, est synthétisé comme présenté à la figure 4.6a, de façon à disposer d'un signal linéaire par morceaux pouvant être décrit à l'aide d'un pas de temps plus important que celui correspondant à 3 kHz. L'objectif est de rendre les simulations numériques moins gourmandes en temps de calcul.

Ces signaux sont modifiés en pression et en temps afin dans le premier cas de solliciter la structure dans ses différentes phases de comportement (élastique, plastique, proche de la ruine) et dans le second cas d'analyser l'influence du temps de chargement sur le comportement de la structure. A titre d'illustration, des signaux synthétiques introduits dans le modèle, avec une pression au pic de par exemple 300 kPa (qui permet de conduire à la plastification des armatures) et différents temps de chargement, sont présentés à la

figure 4.6b ; dans tous les cas, la forme du signal est conservée.

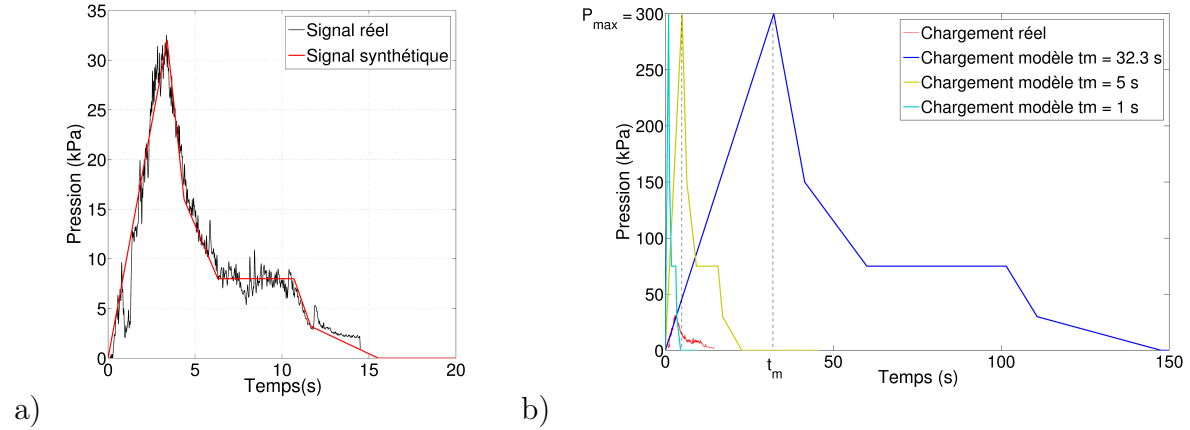


FIGURE 4.6 – a) Signal avalancheux synthétique, comparé au signal réel mesuré *in situ* au col du Lautaret (Thibert *et al.*, 2008) et b) exemples de signaux introduits dans le modèle éléments finis pour une pression au pic de 300 kPa conduisant à la plastification des armatures et différents temps de chargement  $t_m$  (seule la partie allant de 0 à  $t_m$  est ici représentée)

Les deux types de signaux testés sont caractérisés par une pression au pic  $P_{max}$  et un temps de montée en charge  $t_m$ , tels que spécifiés à la figure 4.5. Le temps de chargement est égal à :

$$t_{chgt} = 2 t_m \quad (4.1)$$

dans le cas d'un signal triangulaire, et à :

$$t_{chgt} = \frac{16}{3,5} t_m \quad (4.2)$$

dans le cas du signal avalancheux type Lautaret.  $t_{fin}$  correspond au temps de chargement introduit dans le modèle et est pris égal à 2 fois  $t_{chgt}$  de façon à capturer l'essentiel de la réponse de la structure.

Ces signaux peuvent également être caractérisés par leur impulsion qui correspond à la quantité de mouvement transférée par la force appliquée sur la structure à savoir :

$$I = \int_0^{t_{chgt}} F_{ext}(t) dt = S \int_0^{t_{chgt}} P(t) dt \quad (4.3)$$

où  $S$  représente la surface d'application de la sollicitation et est considérée comme constante dans cette étude et  $P(t)$  désigne l'évolution temporelle de la pression de chargement. Dans le cas du signal triangulaire, on a :



$$I/S = \frac{1}{2} P_{max} t_{chgt} = P_{max} t_m \quad (4.4)$$

et dans le cas du signal avalancheux type Lautaret :

$$\begin{aligned} I/S &= \frac{1}{2} P_{max} t_m + \frac{3}{4} P_{max} (t_2 - t_m) + \frac{3}{8} P_{max} (t_3 - t_2) \\ &+ \frac{1}{4} P_{max} (t_4 - t_3) + \frac{7}{40} P_{max} (t_5 - t_4) + \frac{1}{20} P_{max} (t_6 - t_5) \\ &= \left( \frac{1}{2} + \frac{3}{5} \right) P_{max} t_m \end{aligned} \quad (4.5)$$

### 4.3.2 Analyse structurelle

#### 4.3.2.1 De la maquette à l'échelle réelle

Le passage du modèle réduit à l'échelle de la structure réelle nécessiterait de prendre en compte les effets d'échelle dont la connaissance permettrait de prédire la rupture des structures de tailles différentes. La notion d'effet d'échelle caractérise essentiellement la dépendance des performances mécaniques des structures à leurs dimensions. C'est ainsi que la contrainte nominale d'une structure diminue lorsque la taille de celle-ci augmente. L'Hermite (1973) en particulier a bien mis en évidence ce phénomène à partir d'essais de flexion trois points sur une série de poutres en béton de dimensions homothétiques. Les résultats obtenus présentés à la figure 4.7 montrent une influence de l'échelle de la structure sur sa résistance en traction.

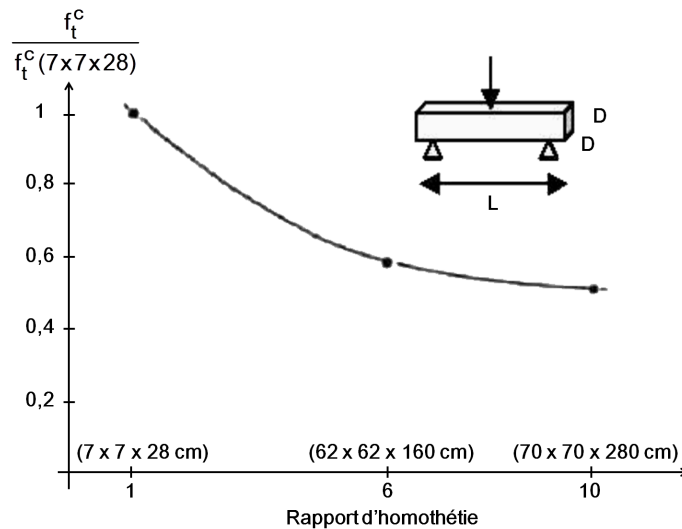


FIGURE 4.7 – Effets d'échelle observés sur des poutres en flexion 3 points (L'Hermite, 1973)

Cet effet d'échelle sur les structures en béton s'explique par le fait que le béton n'est pas un matériau parfaitement homogène. En effet, à l'échelle du granulat, l'hétérogénéité du matériau se manifeste par la présence de micro-défauts, de microfissures et de microvides d'orientation quelconque. Sous l'effet d'un chargement, les déformations se localisent rapidement dans les zones où il y a ces défauts. Plus les dimensions d'une structure sont grandes, plus il est probable d'avoir la présence d'une importante proportion de défauts.

Plusieurs théories ont été proposées pour tenir compte de cet effet d'échelle : la théorie statistique de la distribution aléatoire des résistances locales de Weibull (1939), la théorie de Carpinterie (1989) liée au caractère fractal des surfaces de rupture (c'est-à-dire de forme irrégulière mais suivant des règles déterministes ou stochastiques impliquant une homothétie interne) et la théorie déterministe de Bazant (1984) qui suppose que l'effet d'échelle est dû à la propagation stable des fissures, conjuguée à une redistribution des contraintes et un relâchement de l'énergie emmagasinée engendrée par les fissures. Dans ce cas, pour une même extension d'une bande de fissuration, une quantité d'énergie plus importante est relâchée, d'où une résistance moindre, dans les structures de grande taille que dans les petites structures.

Parmi ces trois théories, la proposition de Bazant est la plus adaptée au cas des matériaux quasi-fragiles tels que le béton. Un exemple de la loi d'effet d'échelle proposée par Bazant (1984) est présenté à la figure 4.8.

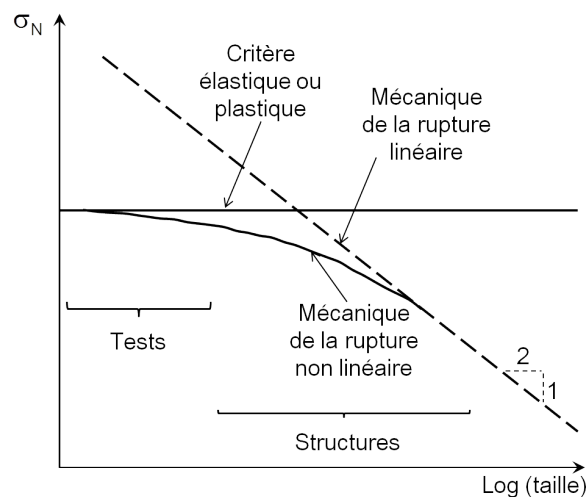


FIGURE 4.8 – Loi d'effet d'échelle proposée par Bazant (1984) pour des structures bidimensionnelles

Dans notre cas, les modèles à l'échelle réduite et réelle ayant des dimensions caractéristiques telles que la taille du plus gros granulat demeure négligeable par rapport à leurs grandeurs caractéristiques et la structure étant surtout fortement ferraillée, l'hypothèse

d'un effet d'échelle négligeable a été faite.

Le modèle en contraintes planes de la structure en vraie grandeur est ainsi similaire au modèle réduit étudié précédemment (même géométrie en L, mêmes maillage et conditions aux limites avec semelle totalement encastrée telles que précisées à la figure 4.9 et mêmes caractéristiques matériaux) mais avec des dimensions plus grandes présentées au tableau 4.1 et une semelle plus longue telles que décrites à la figure 4.4.

TABLE 4.1 – Propriétés géométriques de la structure en vraie grandeur

Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Géométrie du voile			
Hauteur	$h$	9,60	$m$
Épaisseur	$e_v$	1,50	$m$
Longueur	$L$	14,80	$m$
Enrobage	$e$	0,03	$m$
Géométrie de la semelle			
Largeur	$l$	9,00	$m$
Épaisseur	$e_b$	1,50	$m$
Longueur	$L$	14,80	$m$
Enrobage	$e$	0,03	$m$

Chaque élément mesure approximativement 18 cm par 18 cm ce qui conduit à un maillage constitué de 57 éléments dans le sens de la hauteur (dont 10 pour la semelle et 3 de 3 cm de hauteur modélisant l'enrobage et l'espacement entre armatures) et 56 éléments dans le sens de la largeur (dont 11 pour l'épaisseur du voile et 4 de 3 cm de large). Au final, 1077 éléments constituent le maillage du béton. Les caractéristiques des armatures du modèle numérique en vraie grandeur sont quant à elles présentées au tableau 4.2.

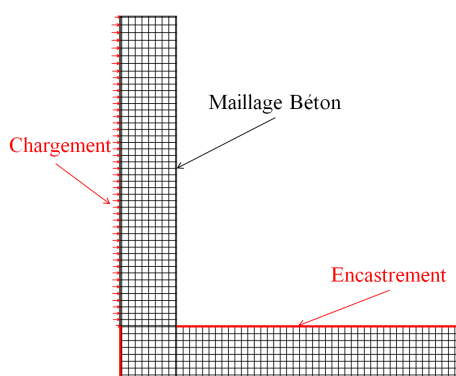


FIGURE 4.9 – Maillage du béton et conditions aux limites du modèle en vraie grandeur

TABLE 4.2 – Caractéristiques géométriques des armatures dans le cas de la structure en vraie grandeur

Nom	Abscisse x en m	Ordonnée y en m	Type	Nombre	Section en $m^2$	Taux en $m^2/m$
LA1	0,03	de 8,16 à 9,57	HA25	98	$4,8106 \times 10^{-2}$	$3,2504 \times 10^{-3}$
LA2	0,03	de 2,16 à 8,16	HA25	196	$9,6211 \times 10^{-2}$	$6,5008 \times 10^{-3}$
LA3	0,03	de 1,50 à 2,16	HA25	98	$4,8106 \times 10^{-2}$	$3,2504 \times 10^{-3}$
LA4	0,06	de 3,55 à 4,26	HA32	100	$8,0425 \times 10^{-2}$	$5,4341 \times 10^{-3}$
LA5	0,06	de 1,82 à 3,55	HA32	200	$1,60850 \times 10^{-1}$	$1,08682 \times 10^{-2}$
LA6	0,06	de 0,03 à 1,82	HA32	300	$2,41274 \times 10^{-1}$	$1,63023 \times 10^{-2}$
LA7	de 0,06 à 8,97	0,03	HA32	300	$2,41274 \times 10^{-1}$	$1,63023 \times 10^{-2}$
LA8	de 0,03 à 8,97	1,47	HA14	76	$1,1699 \times 10^{-2}$	$0,7905 \times 10^{-3}$
LA9	1,47	de 0,03 à 1,50	HA14	98	$1,5086 \times 10^{-2}$	$1,0193 \times 10^{-3}$
LA10	1,47	de 1,50 à 2,88	HA14	196	$3,0172 \times 10^{-2}$	$2,0386 \times 10^{-3}$
LA11	1,47	de 2,88 à 9,57	HA14	98	$1,5086 \times 10^{-2}$	$1,0193 \times 10^{-3}$

#### 4.3.2.2 Réponse en *pushover*

Alors que les conditions aux limites du modèle réduit testé au niveau expérimental sont de type encastrement total assuré au moyen de tirants ancrés au sol et d'un appui de réaction horizontal positionné en tête de semelle, celles de la structure en vraie grandeur sont loin d'être aussi évidentes. Aussi, l'effet de ces conditions a dans un premier temps été étudié. Une structure avec encastrement total et une autre avec une semelle enfouie dans un sol élastique maillé à l'aide d'éléments finis à trois noeuds (TRI3) telle que présentée à la figure 4.10 ont ainsi été modélisées. La largeur du sol de part et d'autre de la semelle de la structure ainsi que son épaisseur sous la semelle ont été prises égales à la largeur de la structure à savoir  $l = 6$  m. Plusieurs modules d'Young du sol ( $E_y$ ) ont été testés (de 150 à 10000 MPa pour des sols allant du gravier au rocher, et 40000 MPa, comme pour le béton).

Les résultats sous chargement *pushover* dans des conditions quasi-statiques sont présentés à la figure 4.11. Plus le module d'Young du sol est faible, moins la structure a un comportement rigide. De plus, la redistribution des contraintes apparaît plus tôt en termes de déplacement pour la structure encastree que pour les structures modélisées avec une portion de sol. D'un autre côté, on peut observer sur les figures 4.11 et 4.12 que les modes de rupture et pressions associées sont sensiblement les mêmes dans tous les cas.

Un encastrement total de la structure a donc été pris en compte par la suite. Dans ces conditions, la courbe de référence quasi-statique de la structure en vraie grandeur, obtenue avec un test *pushover*, correspond à la courbe rouge de la figure 4.11.

Afin de s'assurer ensuite de la robustesse du résultat, plusieurs simulations ont été

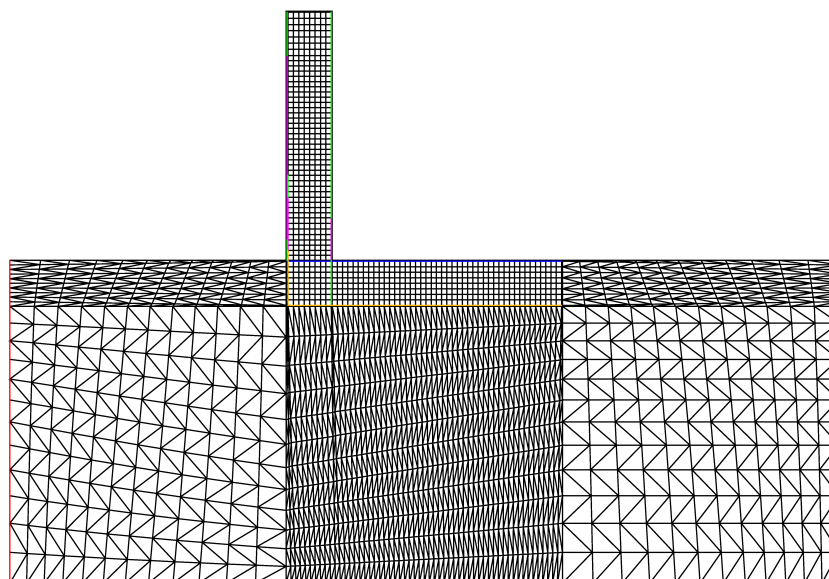


FIGURE 4.10 – Modèle de la structure noyée dans un sol

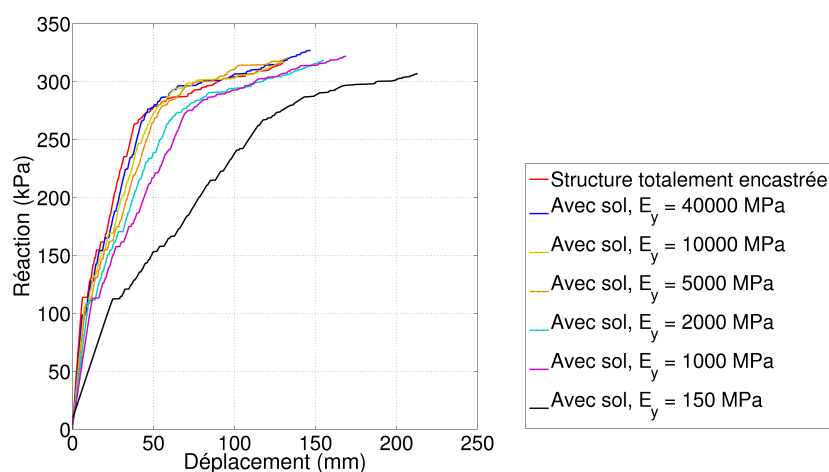


FIGURE 4.11 – Influence de l'interaction sol-structure pour différents modules d'Young de sol

réalisées avec des incréments de pression et des vitesses de chargement différents et dans des conditions de calcul statique et dynamiques. Les différents résultats obtenus, présentés à la figure 4.13, sont relativement proches. Ils montrent que la réponse de la structure à la sollicitation retenue pour la figure 4.11 est bien quasi-statique et que cette réponse est peu sensible dans le cas présent à l'incrément de pression. Au final, la réponse quasi-statique de référence retenue est celle obtenue par un calcul quasi-statique avec un incrément de

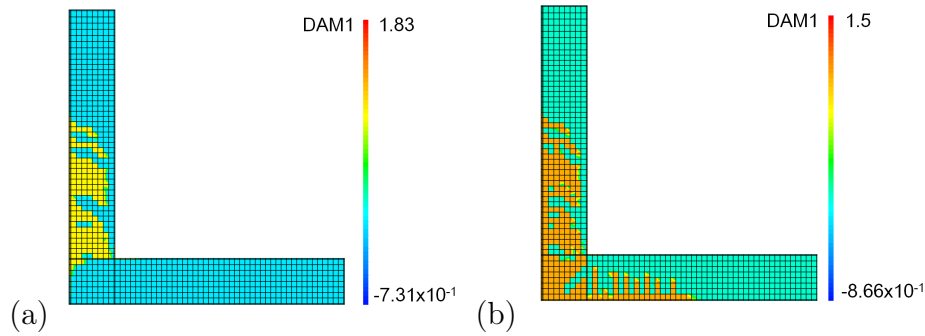


FIGURE 4.12 – Mode de ruine de la structure en vraie grandeur : (a) totalement encastree ou (b) en prenant en compte une portion de sol de module d'Young égal à 150 MPa

pression de 30 Pa.

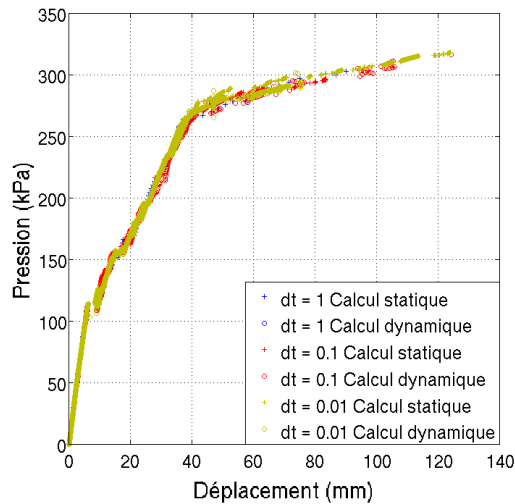


FIGURE 4.13 – Tests *pushover* réalisés sur la structure en vraie grandeur pour différents pas et conditions (quasi-statique ou dynamique) de calcul

#### 4.3.2.3 Analyse modale

Afin de préciser les caractéristiques dynamiques de la structure et d'intégrer un amortissement au niveau des calculs dynamiques du modèle mécanique, une analyse modale a été mise en oeuvre.

Les paramètres significatifs permettant de représenter le comportement dynamique d'une structure quelle que soit sa complexité se résument à un nombre de paramètres modaux réduits : fréquences propres, amortissements et modes propres associés. Les fréquences et modes propres prépondérants de la structure étudiée ainsi que leur taux de participation sont présentés respectivement au tableau 4.3 et à la figure 4.14. Un facteur

de participation totale supérieur à 90 % n'est obtenu suivant  $x$  qu'à partir du mode 118 correspondant à une fréquence propre de 2 664 Hz et suivant  $y$  à partir du mode 268 correspondant à une fréquence propre de 4 242 Hz. Les modes 1 et 2 suivant  $x$  et le mode 3 suivant  $y$  sont prépondérants dans la décomposition en modes propres du fait d'un chargement normal à la structure (parallèle à l'axe des  $x$ ) privilégiant la flexion. Les autres modes importants sont autour des 1 000 Hz et sont probablement générés par la discrétisation EF ; comme nous le verrons plus loin, ils n'ont par ailleurs aucune chance de participer à l'excitation avalancheuse qui est proche du Hz. Le temps caractéristique de la structure, défini comme étant l'inverse de la première fréquence propre, est égal à :  $t_{str} = \frac{1}{f_1} = \frac{1}{14.55} = 0,07$  s. Les temps correspondant aux autres fréquences sont de fait inférieurs à ce temps caractéristique.

TABLE 4.3 – Paramètres modaux de la structure de la dent de Tacconnaz

Direction	Mode i	Fréquence propre en Hz	Période en s	Déplacement généralisé	Masse modale	Facteur de participation du mode en %	Facteur de participation totale en %
suivant x	1	14,55	$6,87 \times 10^{-2}$	12387	19171	29,01	29,01
	2	78,93	$1,27 \times 10^{-2}$	-7779	6422	9,72	38,73
	4	191,21	$5,23 \times 10^{-3}$	5120	2383	3,61	42,34
	5	321,25	$3,11 \times 10^{-3}$	-4274	1401	2,12	44,46
	7	460,48	$2,17 \times 10^{-3}$	-3457	987	1,49	45,95
	9	602,5	$1,66 \times 10^{-3}$	2737	845	1,28	47,25
	10	741,81	$1,35 \times 10^{-3}$	2754	1077	1,63	48,88
	12	848,57	$1,18 \times 10^{-3}$	4675	2341	3,54	52,68
	13	876,03	$1,14 \times 10^{-3}$	13992	18549	28,07	80,75
	14	906,48	$1,10 \times 10^{-3}$	2764	932	1,41	82,16
suivant y	18	1044,1	$9,58 \times 10^{-4}$	-4180,9	1122	1,70	84,19
	3	117,01	$8,55 \times 10^{-3}$	20593	26836	40,61	40,63
	6	346,72	$2,88 \times 10^{-3}$	-7282	3510	5,31	45,97
	8	571,21	$1,75 \times 10^{-3}$	5036,1	1621	2,45	48,43
	11	783,13	$1,28 \times 10^{-3}$	4136	1243	1,88	50,32
	17	978,89	$1,02 \times 10^{-3}$	3517	807	1,22	51,45
	32	1344,6	$7,44 \times 10^{-4}$	7432	5666	8,57	63,8
	33	1351,7	$7,40 \times 10^{-4}$	8186	11129	16,84	80,65
	36	1377,9	$7,26 \times 10^{-4}$	3006,3	826	1,25	82,25
	37	1395	$7,17 \times 10^{-4}$	-3645	1300	1,97	84,22

#### 4.3.2.4 Réponse dynamique

L'approche de Rayleigh est utilisée pour calculer la matrice d'amortissement. Cette matrice s'exprime alors comme une combinaison linéaire des matrices de masse et de rigidité (Pecker, 2010) :

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (4.6)$$

où  $\alpha_R$  et  $\beta_R$  sont les coefficients de Rayleigh. La partie  $\alpha_R M$  correspond à l'amortissement basse fréquence et la partie  $\beta_R K$  à l'amortissement haute fréquence. Le facteur

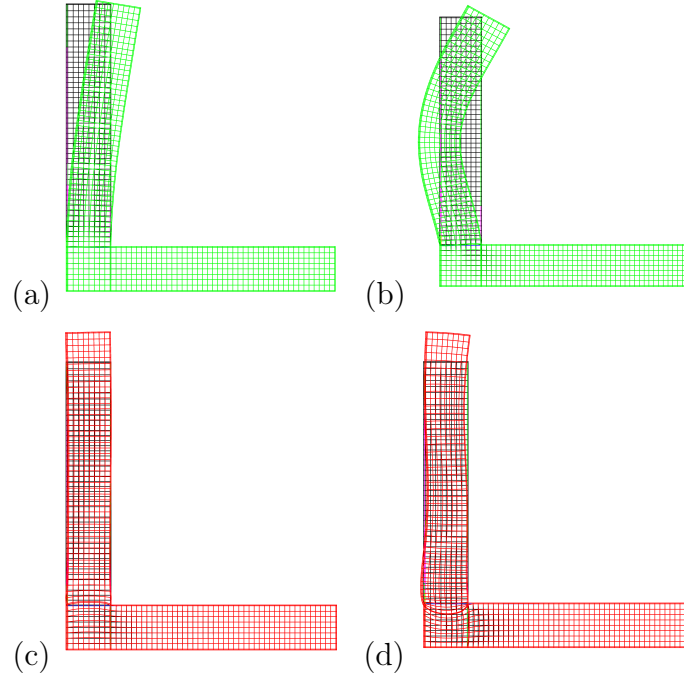


FIGURE 4.14 – Modes propres prépondérants de la dent de Taconnaz suivant  $x$  en vert et suivant  $y$  en rouge : (a) mode fondamental (flexion mode 1), (b) mode 2 (flexion mode 2), (c) mode 3 (pompage) et (d) mode 6 (pompage)

d'amortissement  $\xi_n$  pour le  $n^{\text{ième}}$  mode du système considéré est défini par :

$$\xi_n = \frac{\alpha_R \omega_n}{2} + \frac{\beta}{2 \omega_n}$$

avec  $\omega_n$  associé au  $n^{\text{ième}}$  mode. Cet amortissement de Rayleigh est calé sur deux pulsations propres et taux d'amortissement de la structure ( $\omega_1 = 2 \pi f_1$ ,  $\xi_1$ ) et ( $\omega_2 = 2 \pi f_2$ ,  $\xi_2$ ) pertinents pour l'analyse de la structure étudiée :

$$\begin{aligned} \alpha_R &= \frac{2 \omega_1 \omega_2 (\xi_1 \omega_1 - \xi_2 \omega_2)}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \\ \beta_R &= \frac{2 (\xi_1 \omega_1 - \xi_2 \omega_2)}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \end{aligned} \quad (4.7)$$

La figure 4.15 présente la description graphique de l'amortissement de Rayleigh pour deux fréquences entre lesquelles l'amortissement est relativement uniforme. En pratique, on considère toujours le cas où les deux amortissements sont égaux  $\xi_1 = \xi_2 = \xi$ . On obtient alors les formules à utiliser pour le calcul de  $\alpha$  et  $\beta$  suivantes :



$$\begin{aligned}\alpha_R &= \frac{2 \xi \omega_1 \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \\ \beta_R &= \frac{2 \xi}{\omega_1 + \omega_2}\end{aligned}\tag{4.8}$$

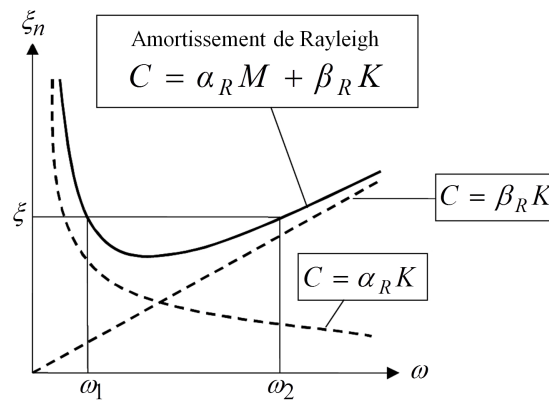


FIGURE 4.15 – Description de l'amortissement de Rayleigh

Dans notre cas, le taux d'amortissement a été pris égal à 5 % (valeur classiquement utilisée en génie parasismique, notamment par Brun (2002), Lestuzzi et Badoux (2008), Pecker (2010), et les pulsations retenues sont celles relatives aux modes prépondérants 1 et 2 suivant la direction de la sollicitation soit suivant  $x$ . Ainsi, les coefficients de Rayleigh retenus sont les suivants :  $\alpha_R = 7,718$  et  $\beta_R = 1,70268 \times 10^{-4}$ .

Dans un premier temps, la réponse de la structure a été étudiée avec le signal avalancheux en prenant une pression au pic de 35 kPa et un temps de montée en charge de 3,5 s tels que ceux constatés sur le signal réel présenté à la figure 4.6 puis une pression de 200 kPa et un taux de chargement identique à celui observé *in situ* qui conduit à un temps de montée en charge de 21,5 s plutôt irréaliste.

L'évolution temporelle du déplacement en tête de voile suit sensiblement la même évolution que celle de la charge appliquée (figure 4.16a).

La figure 4.16b compare les résultats de la simulation numérique sous sollicitation avalancheuse avec les résultats obtenus numériquement dans des conditions de calcul quasi-statique avec un test *pushover*. Elle montre que la réponse de la structure peut être considérée dans le cas présent comme quasi-statique. Cette courbe permet par ailleurs d'obtenir une déflexion maximale de la structure qui va servir ensuite pour l'établissement de courbes de vulnérabilité.

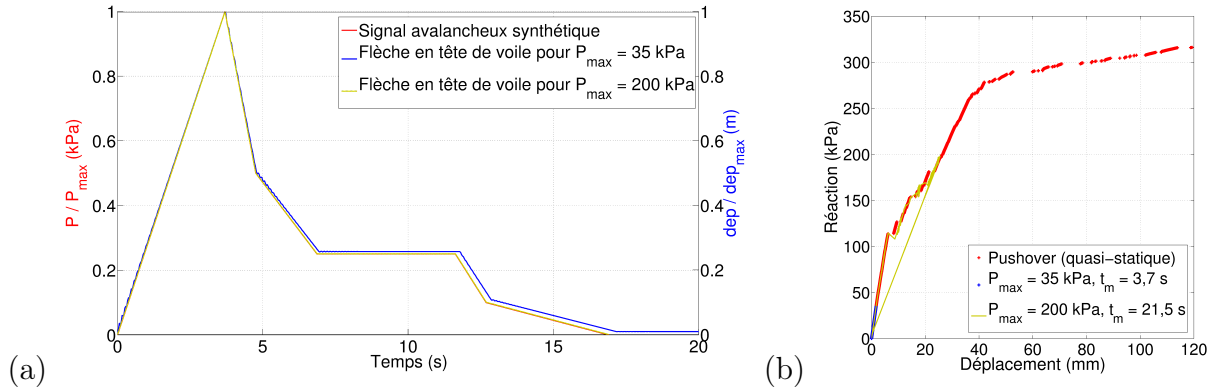


FIGURE 4.16 – (a) Évolution temporelle de la déflexion et (b) réponse de la structure en terme de déplacement sous sollicitation avalancheuse (courbe force-flèche)

#### 4.3.2.4.1 Oscillations de chargement

La transformée de Fourier du signal de pression mesuré au col du Lautaret (filtré à 3 kHz) est présentée à la figure 4.17. Cette transformée montre que l'ensemble du signal est représenté dans la gamme de fréquence 0-20 Hz, dans laquelle la structure est susceptible d'entrer en résonance en mode 1, pour une fréquence de 14,55 Hz.

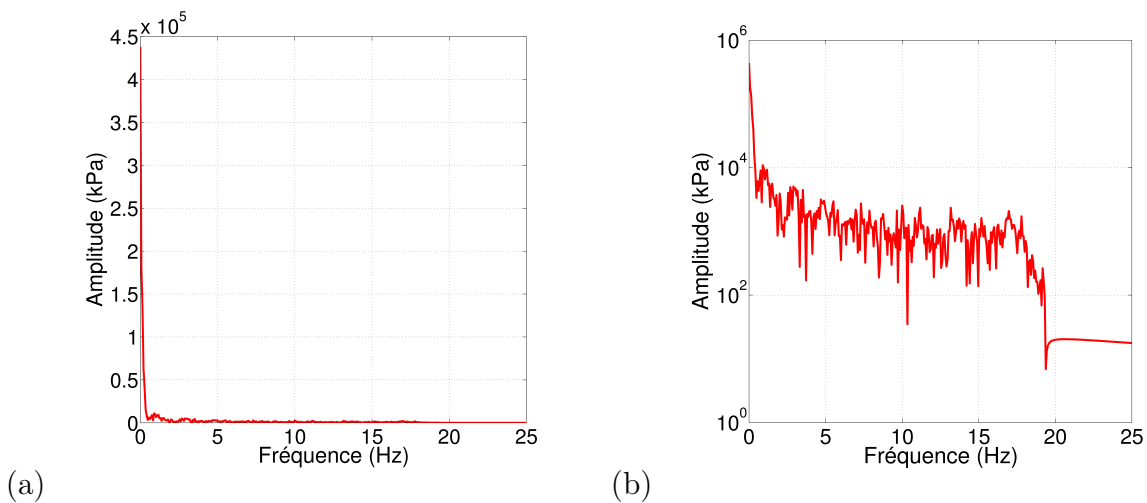


FIGURE 4.17 – Transformée de Fourier du signal de pression original filtré à 3 kHz en représentation (a) linéaire et (b) semi-logarithmique

Aussi, afin d'évaluer l'influence des fluctuations du signal, le signal réel filtré à 100 Hz, présenté à la figure 4.18a, est au final introduit dans le modèle. Le résultat numérique présenté à la figure 4.18b montre que la réponse de la structure est peu sensible aux fluctuations du signal dont l'amplitude reste minime comparée à la pression maximale observée. Aussi, dans la suite de l'étude, seuls les signaux synthétiques présentés à la

figure 4.5 sont désormais utilisés.

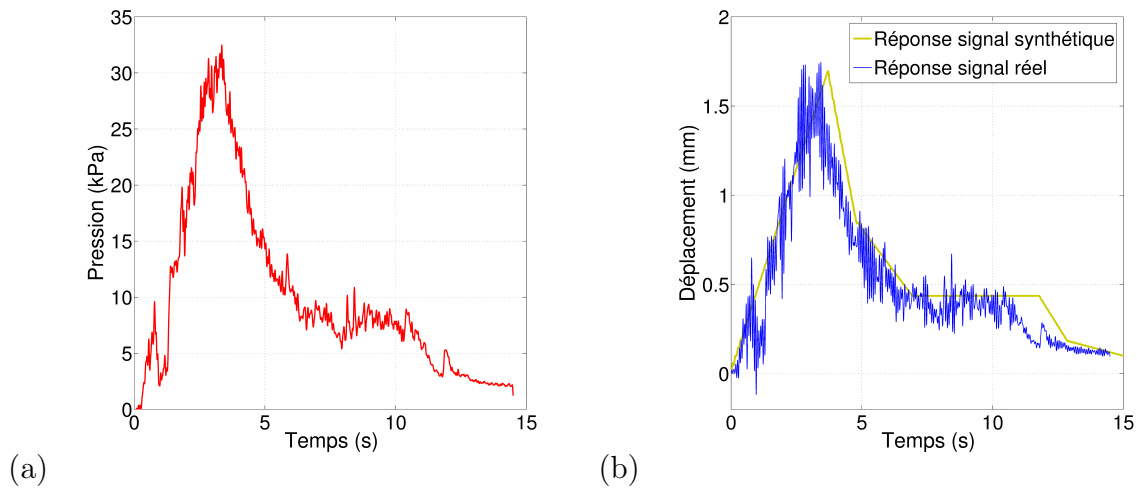


FIGURE 4.18 – (a) Signal réel filtré à 100 Hz et (b) réponses de la structure à ce signal (courbe bleue) et au signal avalancheux synthétique avec  $P_{max} = 35$  kPa (courbe verte)

#### 4.3.2.4.2 Taux de chargement

L'influence du paramètre  $t_m$  et de la forme du signal, pour des pressions au pic respectivement de 100, 200 et 300 kPa et des discrétisations temporelles correspondant à des incréments de pression de 200 Pa dans les deux premiers cas et 300 Pa dans le troisième cas, est représenté aux figures 4.19, 4.20 et 4.21 ainsi qu'en annexe 1. La réponse de la structure dépend de  $t_m$  et de la forme du signal, cette dernière pouvant être caractérisée par l'impulsion.

La figure 4.22 confirme la nature différente de la réponse structurelle suivant le temps de montée en charge de la sollicitation. En effet, pour un temps de montée de 5 s, la courbe pression-déplacement représentant la réponse de l'ouvrage suit le même gradient que celui de la courbe *pushover* (superposition de la courbe cyan et de la courbe rouge). *A contrario*, dans le cas de sollicitations plus rapides, la réponse est dynamique (pour un temps de montée en charge de 0,2 s par exemple) voire impulsionnelle (cas d'un temps de montée en charge de 0,05 s) et se situe au-dessus de la courbe *pushover*.

Dans le cas d'une pression au pic de 200 kPa par exemple, conduisant à une fissuration du béton, pour approximativement  $t_m \geq 0,7 - 0,8$  s dans le cas du signal avalancheux et  $t_m \geq 1$  s dans le cas du signal triangulaire (temps pour lesquels on observe un début de décalage entre les courbes bleue (chargement triangulaire ou avalancheux) et rouge (*pushover*) des figures Réaction-Déplacement présentées en Annexe 1), soit pour

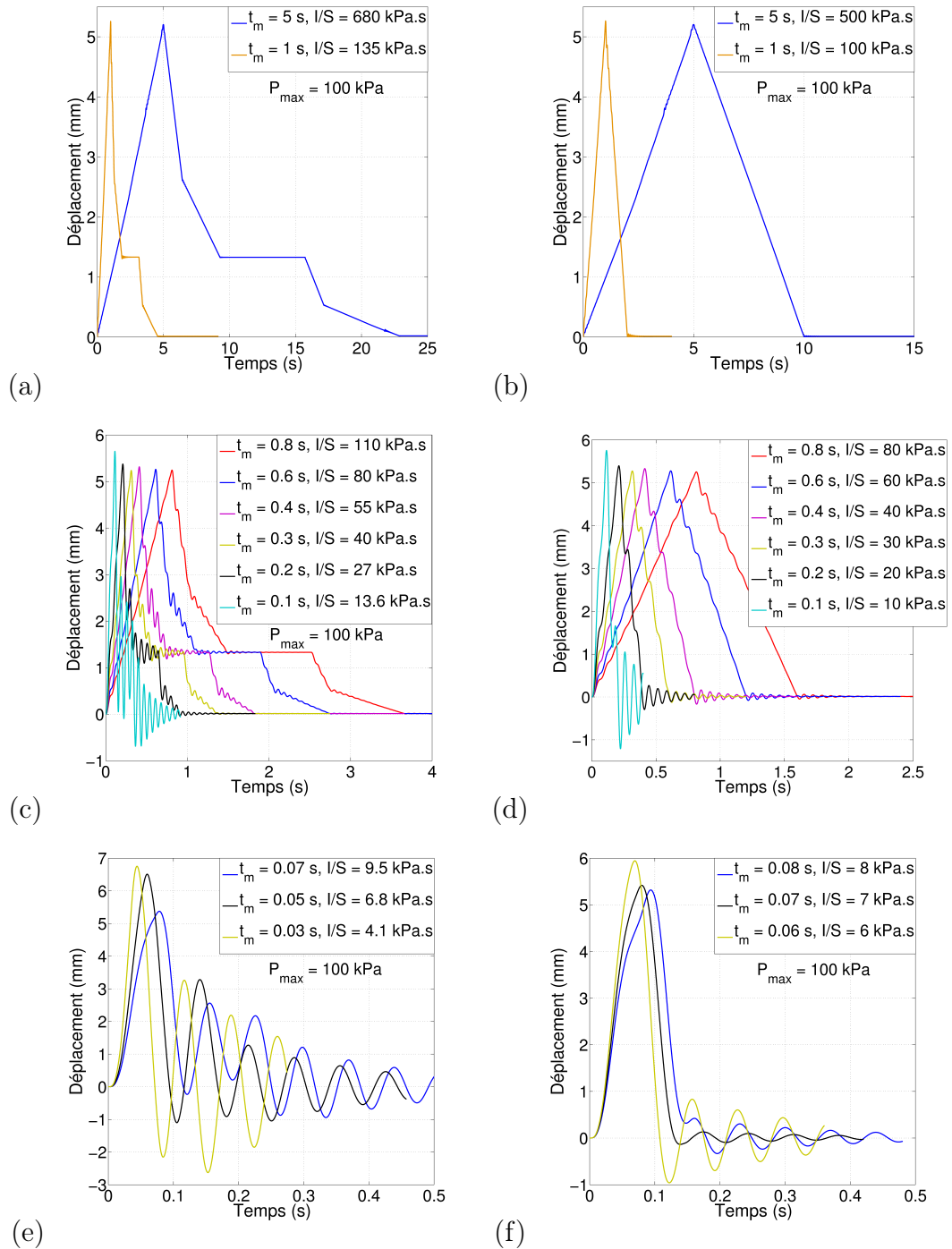


FIGURE 4.19 – Influence du temps de mise en charge et de la forme du signal de chargement sur la réponse de la structure : réponse quasi-statique en (a) et (b), dynamique en (c) et (d) et impulsionnelle en (e) et (f); (a), (c) et (e) ont été obtenues pour un signal avalancheux synthétique de pression au pic égale à 100 kPa, tandis que (b), (d), (f) ont été obtenues pour un signal triangulaire avec une pression au pic égale à 100 kPa

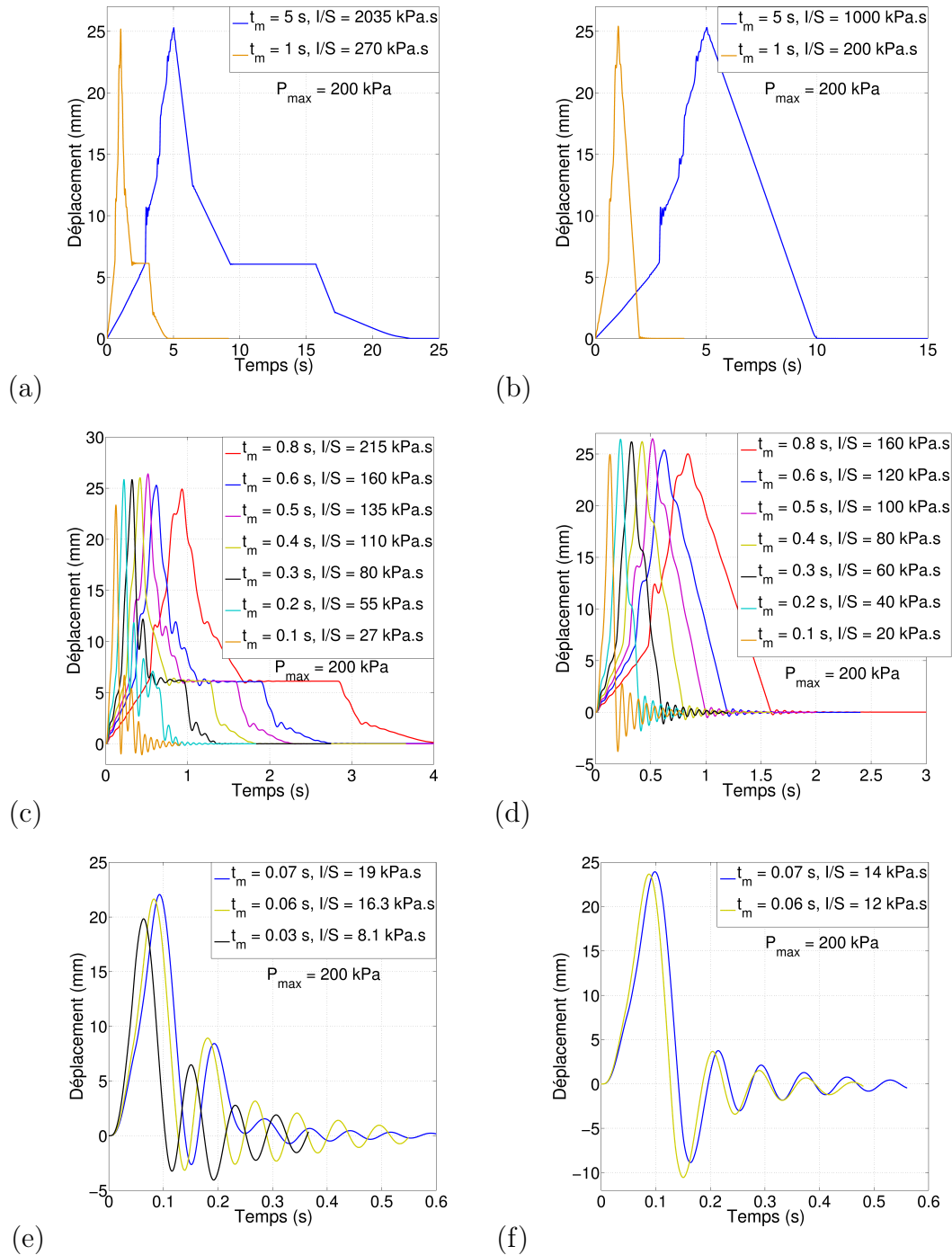


FIGURE 4.20 – Influence du temps de mise en charge et de la forme du signal de chargement sur la réponse de la structure : réponse quasi-statique en (a) et (b), dynamique en (c) et (d) et impulsionnelle en (e) et (f) ; (c) et (e) ont été obtenues pour un signal avalancheux synthétique de pression au pic égale à 200 kPa, tandis que (b), (d), (f) ont été obtenues pour un signal triangulaire avec une pression au pic égale à 200 kPa

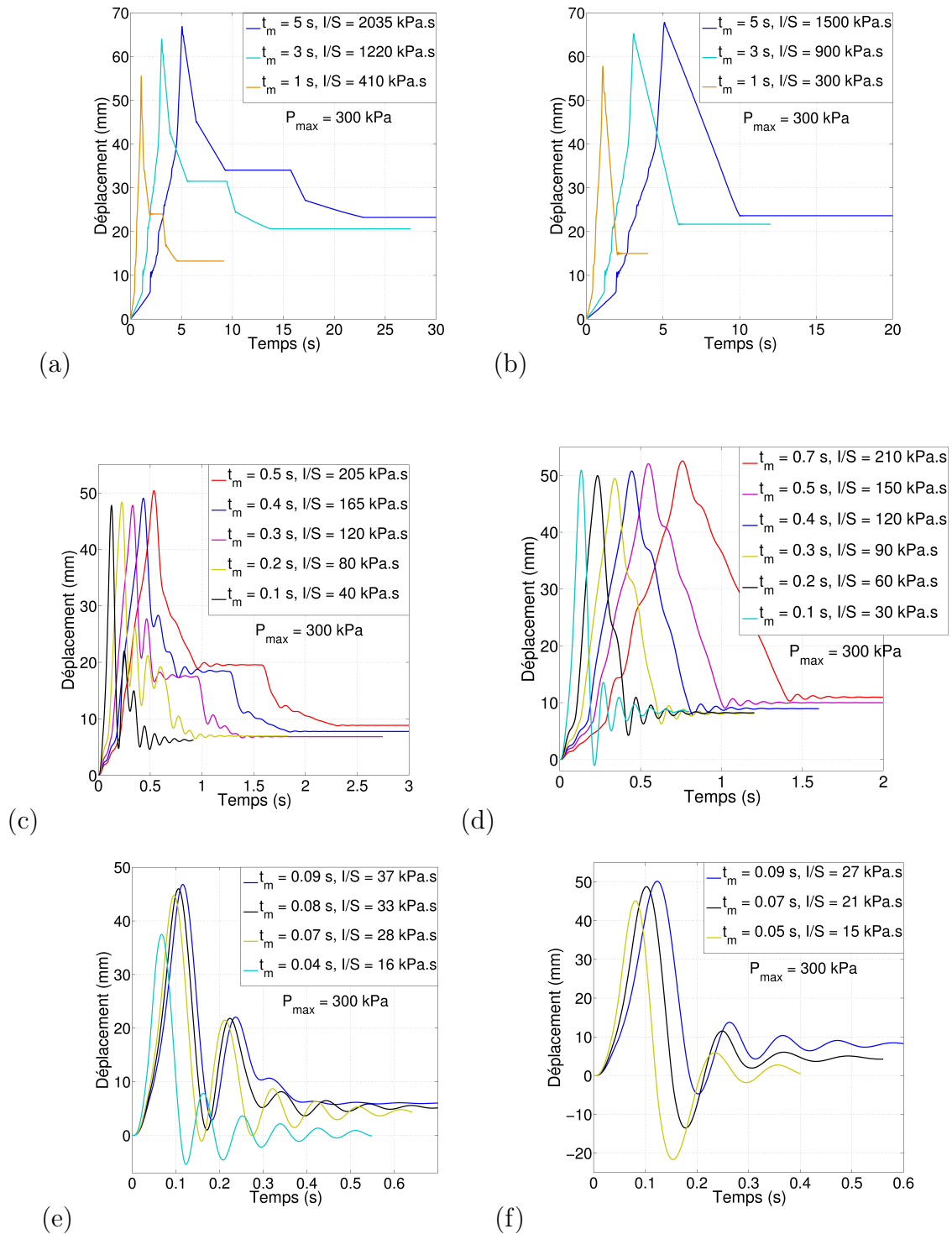


FIGURE 4.21 – Influence du temps de mise en charge et de la forme du signal de chargement sur la réponse de la structure : réponse quasi-statique en (a) et (b), dynamique en (c) et (d) et impulsionnelle en (e) et (f) ; (a), (c) et (e) ont été obtenues pour un signal avalancheux synthétique de pression au pic égale à 300 kPa, tandis que (b), (d), (f) ont été obtenues pour un signal triangulaire avec une pression au pic égale à 300 kPa

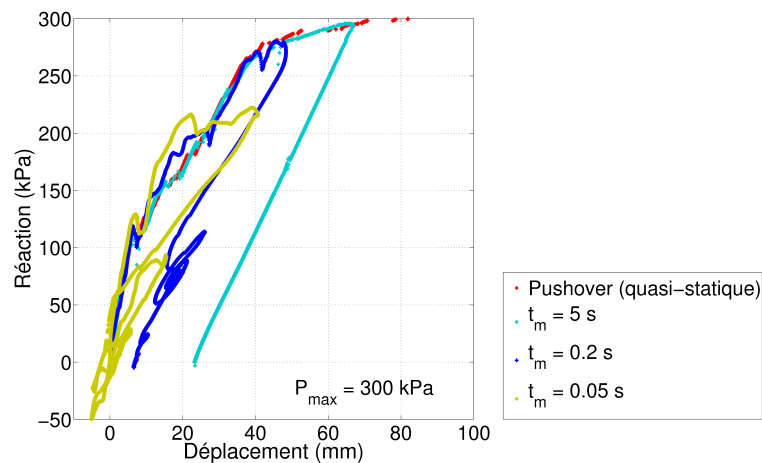


FIGURE 4.22 – Réponses de la structure à un signal avalancheux de pression au pic  $P_{max} = 300$  kPa pour différents temps de montée en charge

une impulsion  $I/S \geq 200$  kPa.s, le comportement de la structure est quasi-statique. La réponse temporelle de la structure, qui a la même forme que celle du chargement imposé, est représentée à la figure 4.20a et b respectivement pour les signaux de type avalancheux et triangulaire. Quand  $t_m$  est plus petit que  $t_{str} = 0.07$  s, plus exactement pour  $t_m \leq 0.06$  s pour le signal avalancheux et  $t_m \leq 0.07$  s pour le signal triangulaire, soit pour  $I/S \leq 15$  kPa.s, le comportement de la structure développe une réponse impulsionnelle avec des oscillations régulières autour d'un déplacement résiduel, ici nul du fait d'un comportement élastique des armatures (figures 4.20e et f). Entre les deux zones, le comportement de la structure est une combinaison des deux, conduisant à une réponse dynamique (figure 4.20c et d).

Des résultats similaires sont également présentés pour des pressions au pic de 100 et 300 kPa. Dans le cas d'une pression au pic de 100 kPa, la zone de transition quasi-statique/dynamique est difficile à préciser. *A contrario*, la transition dynamique/impulsionnelle se situe aux alentours de  $I/S = 7$  kPa.s correspondant à  $t_m = 0.05$  s pour le signal avalancheux et  $t_m = 0.07$  s pour le signal triangulaire. Dans le cas d'une pression au pic de 300 kPa, la zone de transition quasi-statique/dynamique se situe aux alentours de  $I/S = 300$  kPa.s (correspondant à  $t_m = 0.8$  s pour le signal avalancheux et  $t_m = 1$  s pour le signal triangulaire) et celle entre comportements dynamique et impulsionnel aux alentours de  $I/S = 30$  kPa.s (correspondant à  $t_m = 0.07$  s pour le signal avalancheux et  $t_m = 0.1$  s pour le signal triangulaire).

De façon à représenter ces zones de transition sur un même graphe à partir des courbes de réponse de la structure en termes de déplacement en fonction du temps, ces dernières

sont rendues adimensionnelles selon le temps, en divisant ce dernier par  $t_m$ . Les aires situées en dessous des nouvelles courbes obtenues sont ensuite calculées suivant l'équation 4.9 et comparées à une aire de référence obtenue pour  $t_m = 5$  s et correspondant à un cas quasi-statique.

$$A^i = \int_0^{t_{chgt}} \frac{u^i(t)}{t_m^i} dt \quad (4.9)$$

où  $A^i$  est l'aire, en valeur absolue, en dessous de la courbe déplacement en fonction du temps,  $u^i(t)$  le déplacement en tête de voile, dépendant du temps, lorsque la structure est sollicitée par le  $i^{\text{ème}}$  signal de chargement, dont le temps de montée en charge est  $t_m^i$ .

Le résultat, présenté selon une différence de pourcentage de surface, est présenté aux figures 4.23, 4.24 et 4.25 pour des pressions de 100, 200 et 300 kPa.

Pour un pic de pression de 100 kPa, seule la transition quasi-statique/dynamique est visible et située aux alentours de  $I/S \leq 7$  kPa.s. Pour une pression au pic de 200 kPa, la transition entre les réponses quasi-statique et dynamique, considérée dès lors que la différence d'aire dépasse un pourcentage de 1%, est obtenue pour des temps de mise en charge  $t_m$  autour de 0.7-1 s et des impulsions autour de 200 kPa.s. Celle entre comportements dynamique et impulsif se situe autour de  $I/S \leq 15$  kPa.s. Pour une pression au pic de 300 kPa, la plastification des aciers est amorcée et un déplacement résiduel est observé. En toute rigueur, lorsque le comportement de la structure est de type quasi-statique, ce déplacement devrait être toujours identique, quel que soit le temps de montée du signal. Du fait d'une sensibilité de la convergence du code aux non linéarités, ce déplacement diffère d'une simulation à l'autre, même lorsque le comportement de la structure est quasi-statique. En effet, comme en attestent par exemple les figures Réaction-Déplacement en Annexe 1 obtenues pour un signal triangulaire et une pression au pic de 300 kPa, on s'aperçoit que pour trois essais quasi-statiques avec des temps de montée en charge de 5, 3 et 2 s, le code n'aboutit pas aux mêmes résultats de déplacements maximal et résiduel. C'est la raison pour laquelle la transition entre quasi-statique et dynamique n'intervient plus au delà d'un pourcentage de différence d'aire de 1 % comme le montre la figure 4.25. Cette transition, ainsi que celle entre comportement dynamique et impulsif, intervient dès lors qu'une rupture de pente est observée soit pour des impulsions respectivement de 300 kPa.s et 30 kPa.s.

#### 4.3.2.4.3 Pic de pression

Les courbes pression-déplacement obtenues pour différentes pressions au pic et présentées à la figure 4.26 montrent clairement que la nature de la réponse de la structure



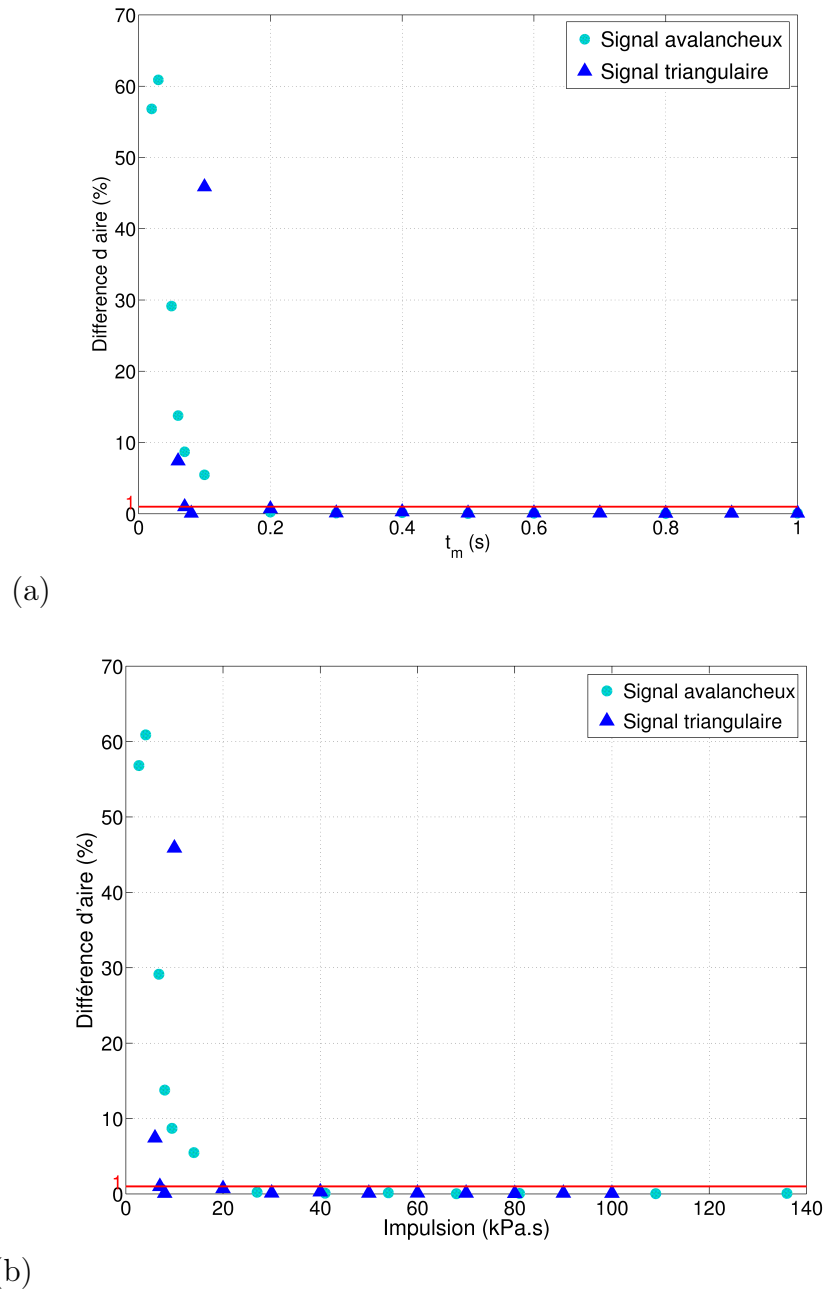
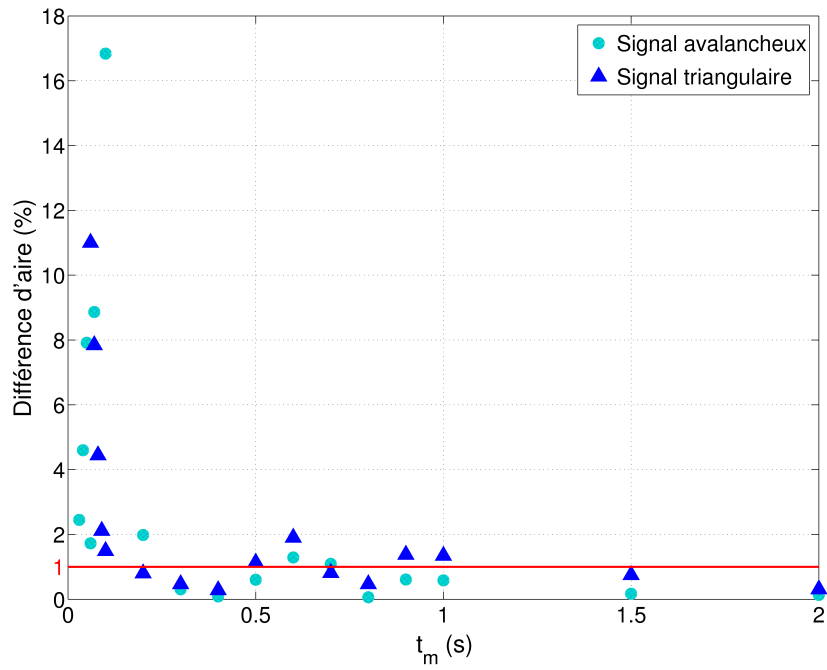
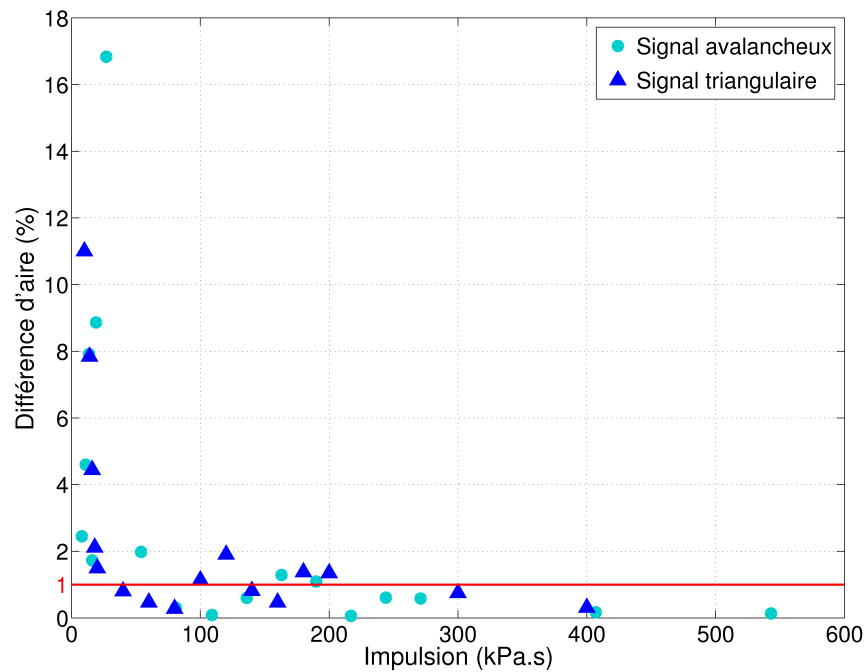


FIGURE 4.23 – Différence de surface des courbes de déplacement temporel en fonction (a) du temps de mise en charge et (b) de l'impulsion pour des signaux avalancheux et triangulaire de pression au pic  $P_{max} = 100$  kPa

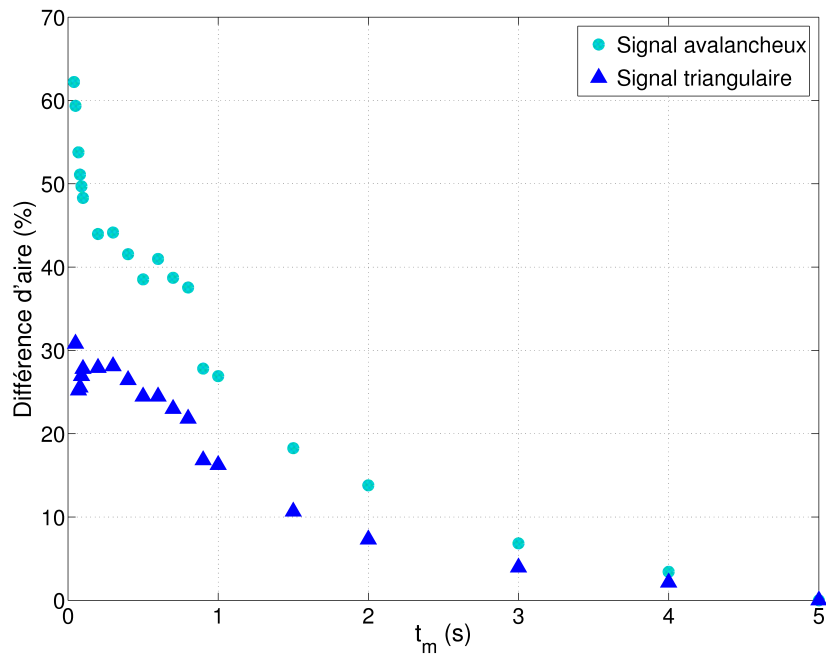


(a)

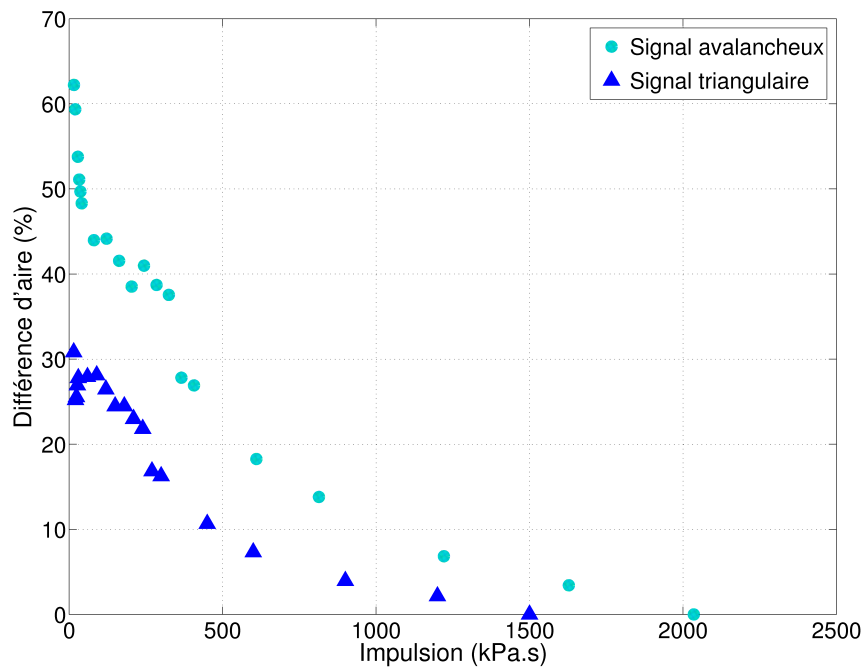


(b)

FIGURE 4.24 – Différence de surface des courbes de déplacement temporel en fonction (a) du temps de mise en charge et (b) de l'impulsion pour des signaux avalancheux et triangulaire de pression au pic  $P_{max} = 200$  kPa



(a)



(b)

FIGURE 4.25 – Différence de surface des courbes de déplacement temporel en fonction (a) du temps de mise en charge et (b) de l'impulsion pour des signaux avalancheux et triangulaire de pression au pic  $P_{max} = 300$  kPa

à savoir quasi-statique ou dynamique ne dépend pas de la pression au pic de la sollicitation mais du temps de chargement.

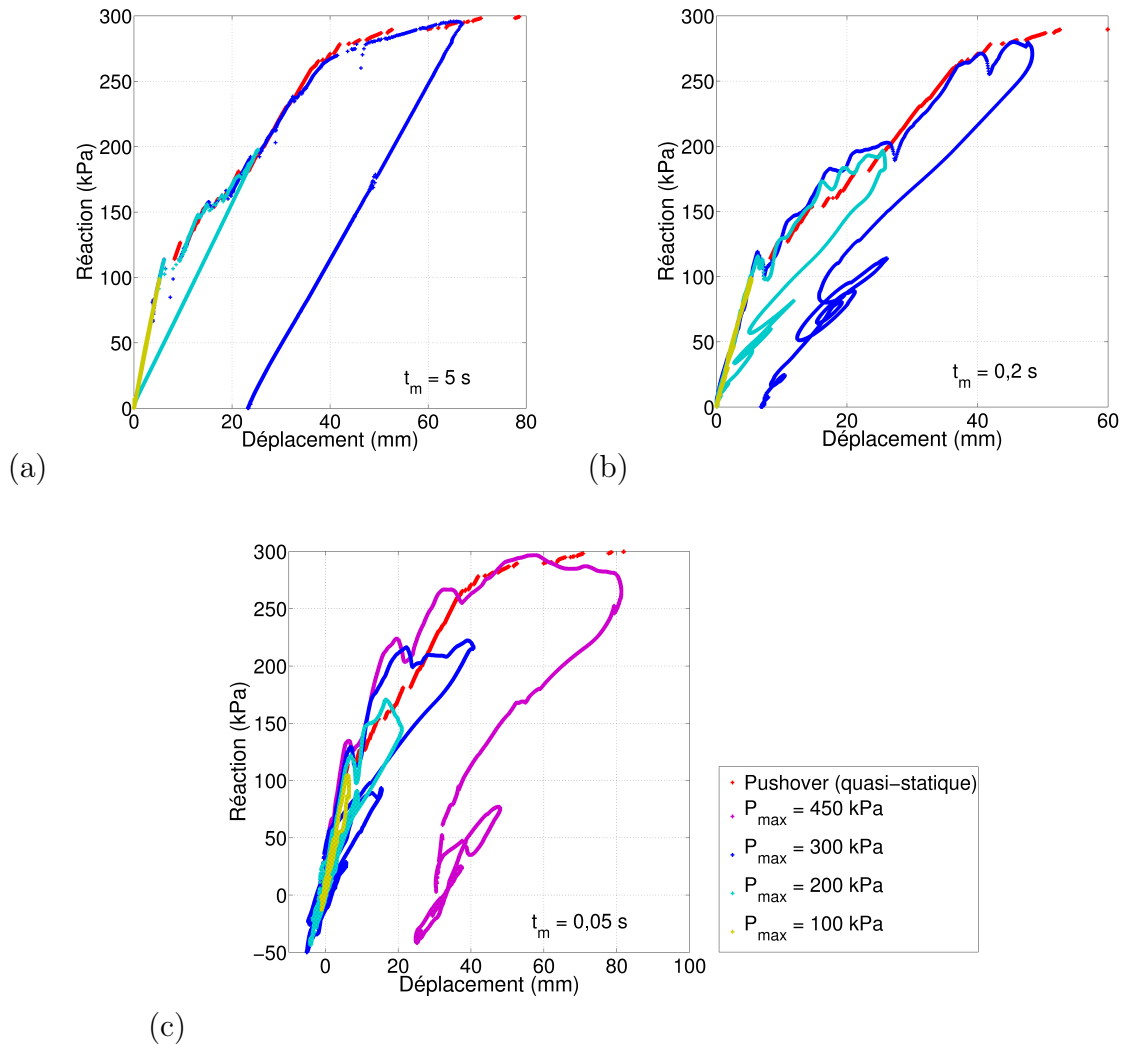


FIGURE 4.26 – Réponses pression-déplacement de la structure pour des temps de mise en charge de (a) 5, (b) 0,2 et (c) 0,05 s

En effet, dans le cas d'une montée en charge de 5 s conduisant à une réponse quasi-statique de la structure (figure 4.26a), les courbes obtenues d'une part avec un chargement *pushover* et d'autre part avec un chargement avalancheux se superposent : la réponse de la structure reste quasi-statique quelle que soit la pression maximale appliquée. De même, pour un temps de montée de 0,05 s, quelle que soit la pression appliquée, c'est-à-dire quelque soit le mode de comportement de la structure (élastique, plastique, *etc.*), la réponse de celle-ci est dans tous les cas dynamique ou impulsionnelle.

### 4.3.3 Régimes de réponse par diagramme pression-impulsion

#### 4.3.3.1 Principe et construction

L'approche diagramme pression-impulsion, couramment utilisée dans le domaine de l'explosion, consiste à visualiser, sur un même graphique, le comportement de la structure suivant différents cas de charge. Un tel diagramme représente la pression conduisant à un même niveau de dommage de la structure, pour différentes impulsions (Paris, 2010).

Une fois tracées pour différents "isodommages", les courbes pression-impulsion font ressortir trois modes de réponse de la structure suivant le chargement appliqué (Paris, 2010) :

- mode impulsif, pour lequel la réponse de la structure ne dépend pour ainsi dire que de la durée du signal et pas de la pression ;
- mode quasi-statique, pour lequel la durée du signal n'influence pas ou peu la réponse de la structure : seule intervient dans ce cas la pression ;
- mode dynamique, qui est un mode intermédiaire où la pression et la durée du signal ont une influence sur la réponse de la structure.

La nature de la réponse de la structure va principalement dépendre de la durée du chargement comparé au temps caractéristique de la structure défini comme étant égal à l'inverse de la première fréquence propre. Les diagrammes pression-impulsion sont construits en se fixant une durée de signal (soit, dans le cas présent, en se fixant  $t_m$ ) et en recherchant, par itérations successives, la pression maximale conduisant au niveau de dommage fixé tel que spécifié à la figure 4.27.

Dans cette étude, une automatisation de la construction de ces diagrammes est proposée, basée sur les principes suivants :

- discrétisation temporelle :

Afin d'assurer une bonne convergence de l'approche par éléments finis, le pas de temps de calcul  $\Delta t_{FEM}$  doit être adapté à la vitesse de sollicitation et calculé de manière à conserver un incrément de pression  $\Delta P_{FEM}$  constant pour toutes les simulations soit :

$$\Delta t_{FEM} = \Delta P_{FEM} \frac{t_m}{P_{max}} \quad \text{avec} \quad \Delta P_{FEM} = cte \quad (4.10)$$

- critère d'atteinte du dommage :

Le critère d'arrêt associé à l'atteinte du dommage fixé, exprimé ici en déplacement et noté  $D_{dom}$ , est défini de la manière suivante :

$$\frac{D_{dom} - D_{max}^i}{D_{dom}} \leq 1 \% \quad (4.11)$$

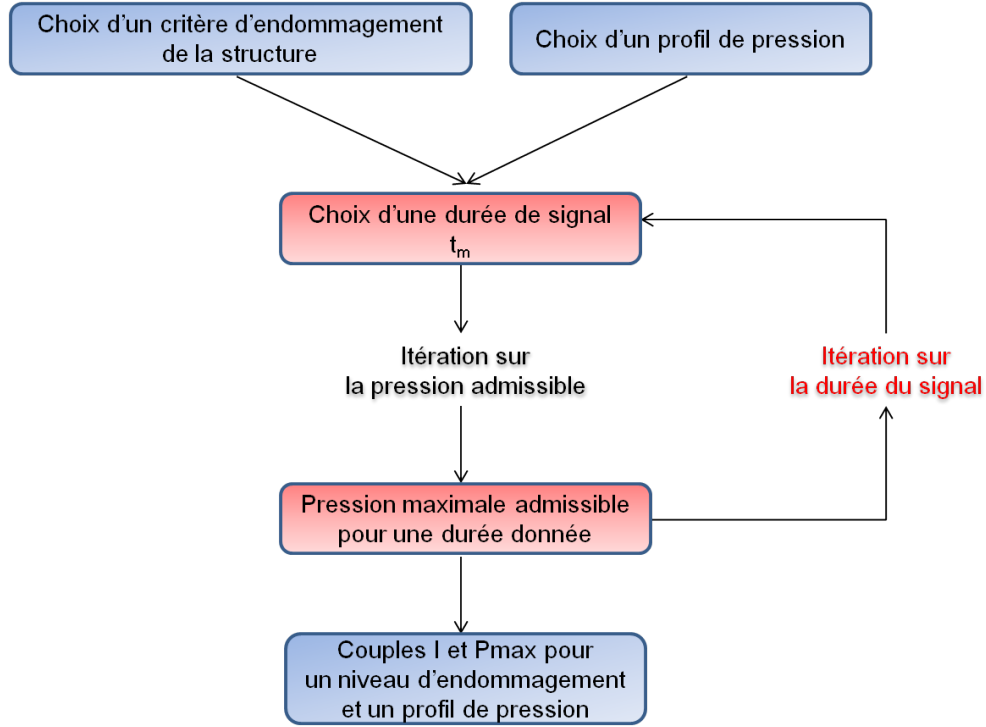


FIGURE 4.27 – Construction d'un diagramme pression-impulsion (Paris, 2010)

où  $D_{max}^i$  représente le déplacement maximal atteint en tête de voile lors de la simulation de l'itération  $i$ .

Compte-tenu de la nature non linéaire de l'algorithme de calcul aux éléments finis, des précautions doivent être prises de façon à assurer la convergence de la procédure vers le critère 4.11. Dans un cas linéaire, la proportionnalité entre déplacement et pression serait assurée et l'évolution de la pression maximale appliquée de façon à converger vers l'isodommage retenu pourrait être calculée selon l'équation 4.12 :

$$P_{max}^{i+1} = P_{max}^i \left( 1 + \frac{D_{dom} - D_{max}^i}{D_{dom}} \right) \quad (4.12)$$

où  $P_{max}^{i+1}$  et  $P_{max}^i$  sont les pressions maximales appliquées à l'ouvrage respectivement aux itérations  $i+1$  et  $i$ .

L'algorithme de calcul retenu pour modéliser le comportement de la structure étant dans le cas présent non linéaire, la convergence vers le niveau de dommage recherché  $D_{dom}$  est plus complexe à obtenir. L'idée retenue est dans ce cas de contraindre  $P_{max}^i$  à évoluer dans un intervalle de pression qui encadre la pression produisant  $D_{dom}$  :  $[P_{max}^{minCV}, P_{max}^{maxCV}]$ . Ces bornes sont actualisées à chaque fin d'itération  $i$  selon les formules 4.13.

$$\begin{aligned}
 & \text{si } D_{max}^i > D_{dom}, P_{max}^{maxCV} = P_{max}^i \\
 & \text{et si } D_{max}^i < D_{dom}, P_{max}^{minCV} = P_{max}^i
 \end{aligned} \tag{4.13}$$

$P_{max}^{i+1}$  est ensuite dans un premier temps pris égal à la valeur donnée par l'équation 4.12. Puis, si  $P_{max}^{i+1} \notin [P_{max}^{minCV}, P_{max}^{maxCV}]$ , cette valeur est corrigée selon les formules 4.14.

$$\begin{aligned}
 & \text{si } P_{max}^{i+1} > P_{max}^{maxCV}, P_{max}^{i+1} = P_{max}^{i+1} - \frac{1}{2} (P_{max}^{maxCV} - P_{max}^i) \\
 & \text{et si } P_{max}^{i+1} < P_{max}^{minCV}, P_{max}^{i+1} = P_{max}^{i+1} + \frac{1}{2} (P_{max}^i - P_{max}^{maxCV})
 \end{aligned} \tag{4.14}$$

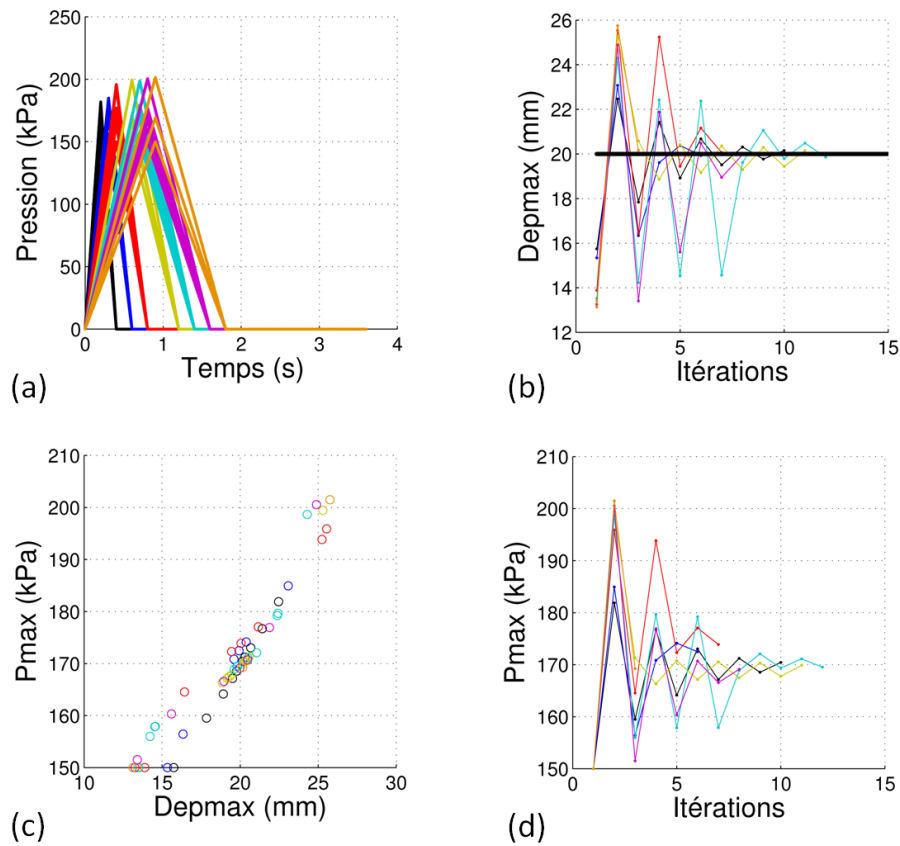


FIGURE 4.28 – Résultats obtenus au cours de l'algorithme de construction d'un diagramme pression-impulsion : convergence en (b) et (c) vers l'isodommage et en (c) et (d) vers la pression au pic conduisant à ce niveau de dommage, pour plusieurs signaux avalanches, caractérisés par un temps de montée en charge, présentés en (a)

Les résultats obtenus au fur et à mesure de cette procédure de convergence vers le critère d'atteinte du dommage, pour différentes valeurs de temps de montée du signal, sont présentés à la figure 4.28. Les différents couples (pression, impulsion) obtenus conduisant à l'isodommage retenu permettent ensuite de tracer un diagramme pression-impulsion représentatif du comportement de la structure.

### 4.3.3.2 Dent de Taconnaz

Afin de matérialiser la transition entre notamment les deux modes quasi-statique et dynamique, la figure 4.29 présente les diagrammes pression-impulsion obtenus avec les deux types de signaux triangulaire et avalancheux synthétique pour un niveau de dommage de la structure exprimé en déplacement en tête de voile de 20 mm pour lequel la structure est clairement en phase de fissuration du béton (figure 4.26), avec un  $\Delta p = 300$  Pa. Les deux diagrammes obtenus sont identiques en modes quasi-statique ou impulsif. *A contrario*, de légères différences sont observées en mode dynamique alors que la discrétisation du chargement est identique (pas de chargement égal à 250 Pa). Pour autant, les transitions entre les différents modes sont obtenues pour des impulsions de même intensité.

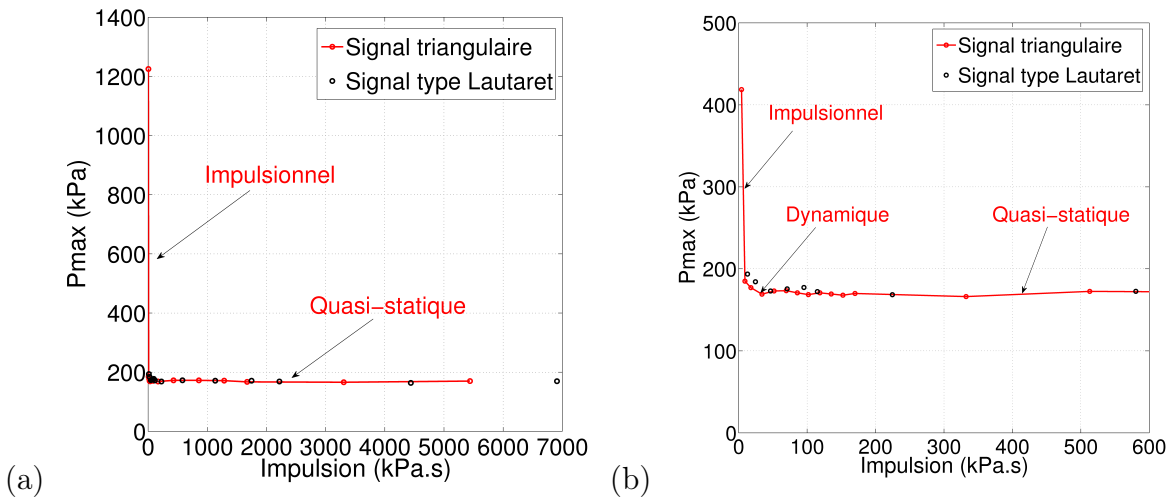


FIGURE 4.29 – (a) Comparaison des diagrammes obtenus pour un isodommage correspondant à un déplacement de la structure de 20 mm, avec d’une part un signal triangulaire et d’autre part un signal avalancheux synthétique, et identification des différents modes de comportement de la structure : quasi-statique, dynamique et impulsif et (b) zoom sur les zones de transition

La figure 4.30 présente les diagrammes pression-impulsion obtenus pour différentes valeurs de déplacement, avec un signal triangulaire.

Sont également reportées dans cette figure des valeurs de pression-impulsion issues de divers signaux avalancheux réels mesurés *in situ* et récapitulées au tableau 4.4. Ces signaux sont issus de trois sites expérimentaux présentés au chapitre 1. D’après la figure 4.30, on voit que pour les avalanches de neige dense de la Sionne et du Lautaret, le comportement de la structure étudiée serait plutôt de type quasi-statique. Il est à noter toutefois, vu les différences observées suivant la position des capteurs de mesures pour les signaux du 04/12/2008 à la Sionne et du 30/01/2004 au Lautaret, une étude complémentaire devrait



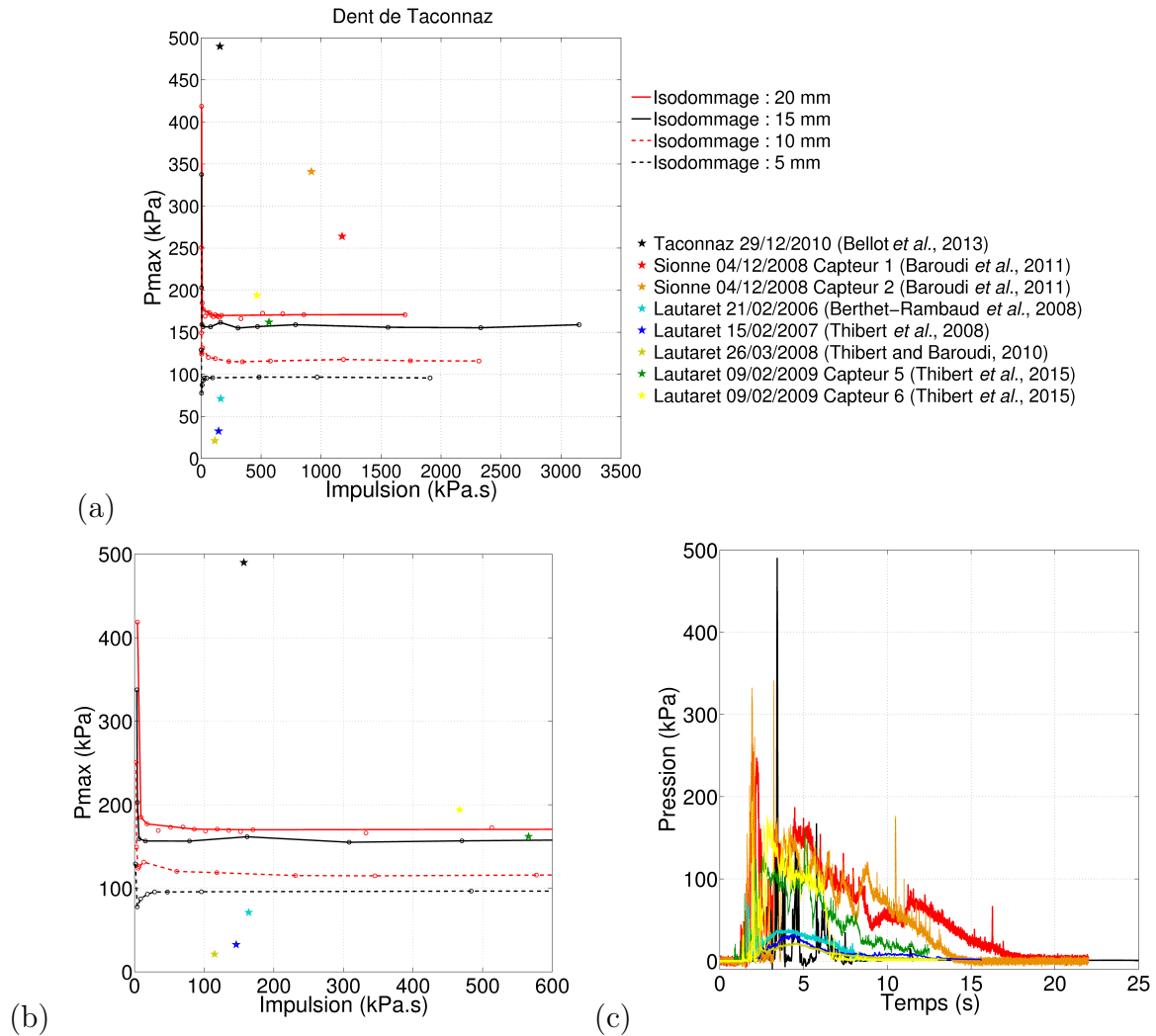


FIGURE 4.30 – (a) Diagrammes pression-impulsion pour un signal triangulaire et différents niveaux de dommage de la structure exprimés en déplacement, comparés à des valeurs de pression-impulsion réelles issues de signaux avalancheux mesurés *in situ*, (b) zoom sur les zones de transition quasi-statique/dynamique/impulsionnel et (c) signaux avalancheux réels utilisés pour calculer les valeurs de pression-impulsion réelles reportées sur les diagrammes

être réalisée afin de prendre correctement en compte la distribution spatiale de la pression avalancheuse. *A contrario*, pour l'avalanche de Tacconnaz, on semble se rapprocher d'un comportement dynamique. Ceci est vraisemblablement dû au caractère hétérogène de l'avalanche du 29 décembre 2010 pour laquelle on a pu observer la présence de blocs de glace provenant très probablement du glacier situé en amont. En effet, pour l'avalanche du 12 avril 2013 qui présentait un caractère plus homogène, le comportement de la structure serait plutôt de type quasi-statique. La pression maximale enregistrée ponctuellement lors de cet événement étant très élevée (environ 930 kPa), ce signal dont l'impulsion est égale

TABLE 4.4 – Caractéristiques des signaux avalancheux reportés sur les diagrammes pression-impulsion

Site	Date événement	Capteur	Temps de montée en s	Pression au pic en kPa	Impulsion en kPa.s	Source
Lautaret	21/02/2006		2,7	71	164	(Berthet-Rambaud <i>et al.</i> , 2008)
	14/03/2006		0,46	6,6	16	(Berthet-Rambaud <i>et al.</i> , 2008)
	15/02/2007		3,1	32,5	146	(Thibert <i>et al.</i> , 2008)
	26/03/2008		3,5	21,1	115	(Thibert et Baroudi, 2010)
	09/02/2009	c	4,25	162	566	(Thibert <i>et al.</i> , 2015)
	18/03/2011	d	0,65	194	467	(Thibert <i>et al.</i> , 2015)
Sionne			0,26	11,2	20	(Thibert <i>et al.</i> , 2013b)
	04/12/2008	1	0,8	264	1 176	(Baroudi <i>et al.</i> , 2011)
		2	2	341	919	(Baroudi <i>et al.</i> , 2011)
Taconnaz	29/12/2010		1,2	490	157	(Bellot <i>et al.</i> , 2013)
	12/04/2013		13	933	2255	

à 2 255 kPa.s, n'est toutefois pas reporté dans la figure 4.30.

En conclusion, alors que pour des avalanches de neige dense relativement homogènes, le comportement de la structure de protection étudiée est *a priori* de type quasi-statique, pour des avalanches de neige mixte avec possibilité de blocs au sein même de l'écoulement, il convient de rester prudent sur le type de comportement de la structure à prendre en compte.

#### 4.3.3.3 Ouverture sur les structures poteaux-poutres

A titre de comparaison, des diagrammes pression-impulsion ont également été réalisés pour une structure de type poteaux-poutres. La structure étudiée dans ce cas est celle ayant fait l'objet des travaux réalisés par Tataie (2011); Tataie *et al.* (2012). Il s'agit d'un portique constitué d'une baie d'une largeur de 4 m et d'une hauteur de 2,75 m et de deux étages d'une hauteur de 3 m (figure 4.31).

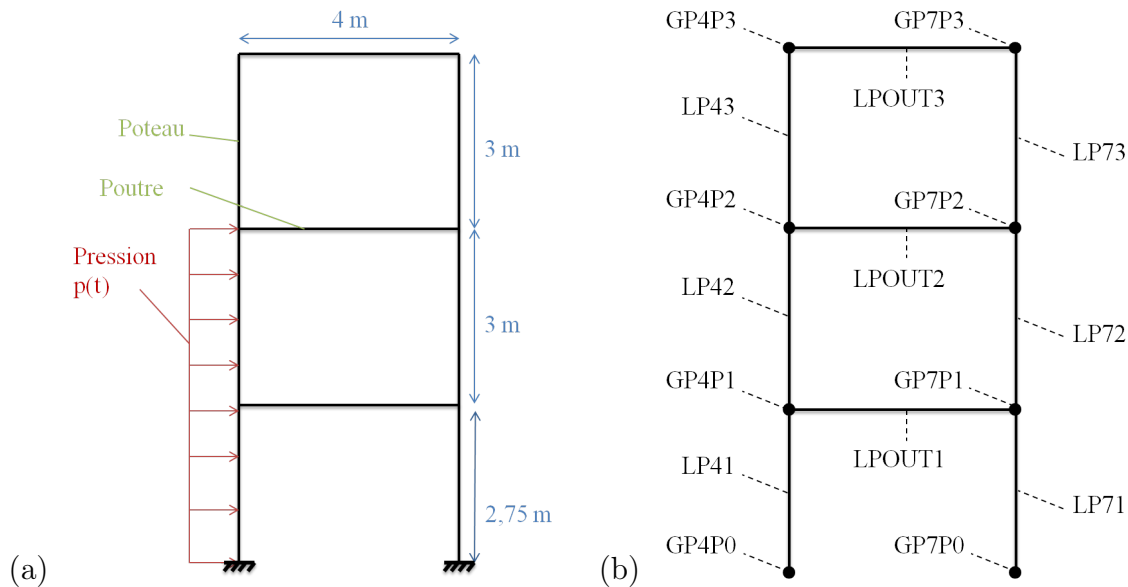


FIGURE 4.31 – Structure poteaux-poutres considérée : (a) dimensions et (b) modèle numérique (Tataie, 2011)

Toutes les colonnes ont la même section 25 cm x 25 cm (figure 4.32a) renforcée par des armatures de diamètre 13 mm. La contribution des planchers à la rigidité des poteaux est considérée par la largeur efficace de section en T correspondant à la section de poutre présentée à la figure 4.32b. La hauteur des poutres est de 50 cm dont 15 cm correspondent à l'épaisseur de la dalle. Des armatures longitudinales de diamètre 8 et 12 mm assurent le renforcement respectivement des ailes et de l'âme de la poutre. Les poteaux et poutres sont modélisés à l'aide d'éléments finis multi-fibres avec une cinématique de type Timoshenko.

Les comportements des fibres de béton et d'acier sont décrits à l'aide respectivement des lois de Hognestad (Béton\_Uni dans Cast3M) et Menegotto-Pinto (Acier\_Uni dans Cast3M), dont des détails sont notamment fournis dans la thèse de Tataie (2011). La structure est encastree en pied et le champ de pression avalancheuse (signal temporel supposé ici de type triangulaire) est appliqué de manière uniforme sur la hauteur des deux premiers étages.

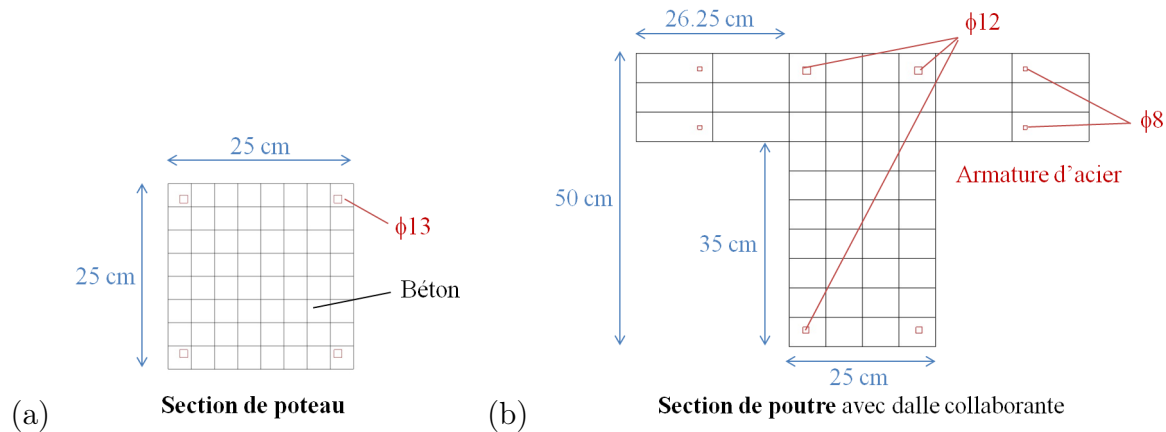


FIGURE 4.32 – Sections utilisées pour la structure poteaux-poutres : (a) pour les poteaux et (b) pour les poutres (Tataie, 2011)

L'analyse modale de cette structure, dont les résultats sont présentés à la figure 4.33 et au tableau 4.5, a permis de préciser les deux fréquences propres prépondérantes suivant la direction de la sollicitation prises en compte dans l'amortissement de Rayleigh, à savoir  $f_1 = 2,3$  Hz et  $f_2 = 6,6$  Hz correspondant à des temps caractéristiques  $t_1 = 0,43$  s et  $t_2 = 0,15$  s plus importants que ceux de la dent de Tacconnaz (respectivement de 0,07 et 0,012 s).

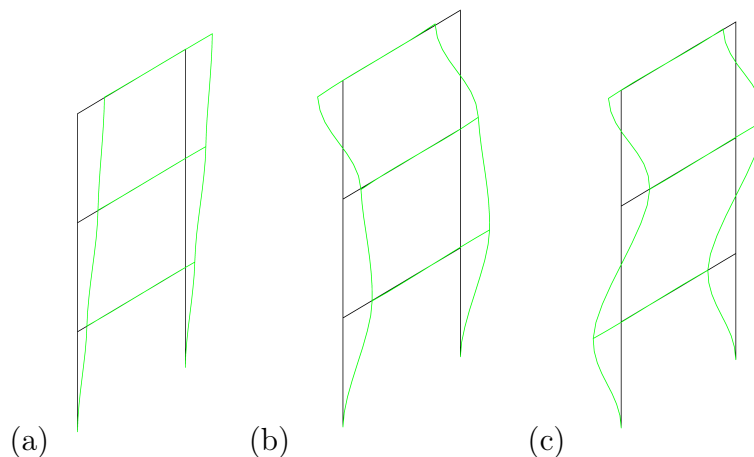


FIGURE 4.33 – Premiers modes propres de la structure poteaux-poutres à trois niveaux : de (a) à (c), modes 1 à 3

TABLE 4.5 – Paramètres modaux de la structure poteaux-poutres à trois niveaux

Direction	Mode i	Fréquence propre en $Hz$	Période en $s$	Déplacement généralisé	Masse modale	Facteur de participation du mode en %	Facteur de participation totale en %
horizontale	1	2,30	$4,35 \times 10^{-1}$	15375	19244	85,80	85,80
	2	6,59	$1,52 \times 10^{-1}$	5945	2322	10,35	96,15
	3	9,71	$1,03 \times 10^{-1}$	-2934	565	2,52	98,67
verticale	4	23,28	$4,30 \times 10^{-2}$	2857	1548	6,90	6,90
	5	25,96	$3,85 \times 10^{-2}$	4493	3125	13,93	20,83
	6	26,17	$3,82 \times 10^{-2}$	5631	5258	23,44	44,27
	8	30,60	$3,27 \times 10^{-2}$	13646	10186	45,41	89,69
	12	76,25	$1,31 \times 10^{-2}$	3253	1616	7,20	96,89

Des diagrammes pression-impulsion ont été établis pour des déplacements de la structure poteaux-poutres au point GP4P2 de 5, 10 et 15 mm. Les résultats obtenus sont présentés à la figure 4.34.

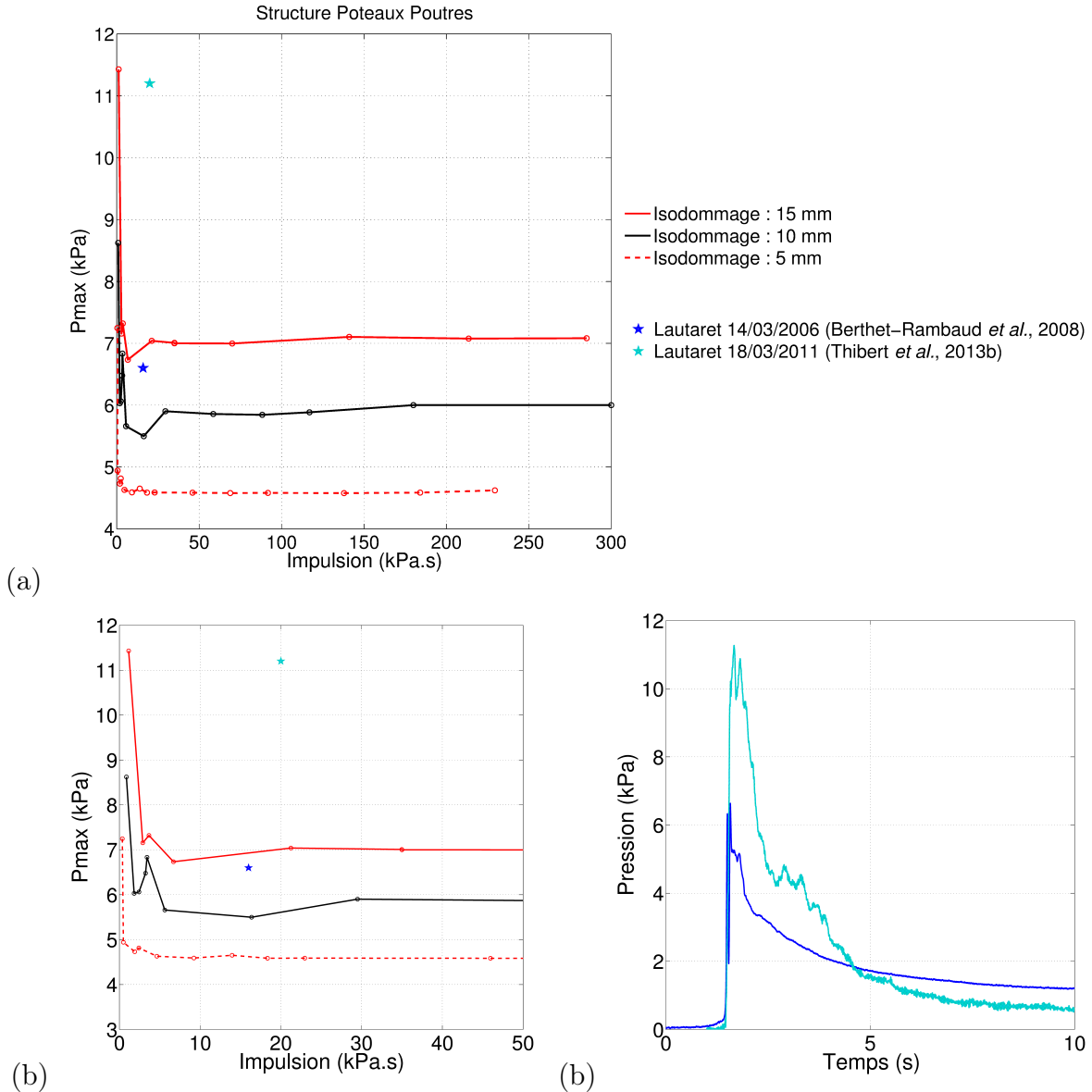


FIGURE 4.34 – (a) Diagrammes pression-impulsion pour un signal de type triangulaire et différents niveaux de dommage de la structure poteaux-poutres à 3 étages exprimés en déplacement, (b) zoom sur les zones de transition quasi-statique / dynamique / impulsionnel et (c) signaux avalancheux reportés sur les diagrammes

La transition entre quasi-statique et dynamique intervient pour ce type de structures pour des impulsions de l'ordre de 20 - 30 kPa.s et des pressions au pic de 4,5 à 7 kPa soit pour des temps de montée de l'ordre de 3 à 6 s. Les deux exemples de signaux avalancheux

enregistrés au col du Lautaret montrent que des effets inertiels sont à prendre en compte pour de telles structures susceptibles d'être sollicitées par des avalanches de neige dense, le temps de montée en charge de telles avalanches de faible ampleur (avec une pression au pic relativement faible) étant généralement de l'ordre de la seconde voire inférieurs. Il est à noter de plus que le calcul de l'impulsion des signaux tel qu'il est réalisé a tendance à surestimer les valeurs d'impulsion retenues du fait qu'il tient compte de la pression résiduelle due au dépôt de neige après passage de l'avalanche.

### 4.4 Conclusion

Le chargement issu d'une avalanche est un champ de pression évoluant au cours du temps. Aussi, afin d'assurer la représentativité d'un calcul de structure sollicitée par ce type d'aléa, il est nécessaire d'identifier au préalable le régime dans lequel va répondre l'ouvrage, à savoir quasi-statique ou dynamique. La nature de la réponse dépend bien entendu des fréquences propres de la structure qui se déduisent en élastique par une analyse modale. Pour ce qui est de la dent réelle de Tacconnaz, après vérification de la pertinence du modèle éléments finis utilisé, des approches plus approfondies ont été proposées. Une analyse des courbes de réponse de la structure pour différents taux de chargement a dans un premier temps été réalisée. Ces courbes décrivent d'une part l'évolution temporelle du déplacement et d'autre part les relations force-déplacement. Alors que pour un comportement quasi-statique de la structure, le déplacement suit la même évolution temporelle que celle du signal de pression appliqué et la courbe force-déplacement suit toujours le même gradient, pour un comportement impulsionnel, l'évolution du déplacement dans le temps est de type oscillatoire et les courbes force-déplacement s'éloignent de plus en plus de celle obtenue en régime quasi-statique (test *pushover*) mettant ainsi en lumière les effets inertiels. La représentation des différences d'aires obtenues au niveau des courbes d'évolution temporelle du déplacement pour différents taux de chargement permet notamment de caractériser trois régimes de comportement : quasi-statique, dynamique et impulsionnel. Une seconde approche a également été testée, couramment employée dans le domaine des structures soumises à des chargements de type explosion. Cette approche consiste à construire un diagramme pression-impulsion pour différents isodommages correspondant ici à une valeur de déplacement de la structure. Elle permet d'identifier également les trois types de réponses mentionnées ci-dessus. De tels diagrammes ont été réalisés pour la structure de Tacconnaz mais aussi pour une structure de type poteaux-poutres à 3 étages. Le report sur ces diagrammes de valeurs de pression et impulsion issues de signaux avalanches réels mesurés permet de conclure que la structure paravalanche étudiée se comporte

*a priori* de façon quasi-statique sous l'effet d'un champ de pression issu d'avalanches de neige dense homogènes (sans présence de blocs de glace ou de pierres) alors que par contre les structures de type poteaux-poutres sont susceptibles de se comporter de façon plus dynamique. Pour des avalanches mixtes avec présence d'hétérogénéités telles que celles observées à Tacconnaz, il convient cependant de rester prudent. Par la suite, il serait intéressant de compléter ces diagrammes pour d'autres types de dommages et de structure. Un dommage caractérisé par un paramètre local tel que les déformations ou les contraintes permettrait par exemple de préciser au niveau du diagramme les différentes phases de comportement de la structure (élastique, fissuration du béton et plastification des aciers). Le cas de murs en béton faiblement armés représentatifs de certains bâtis pour lesquels une hypothèse de comportement quasi-statique est actuellement faite pour le calcul de risque (Bertrand *et al.*, 2010; Favier, 2014a) pourrait aussi faire l'objet d'investigations de type diagramme pression-impulsion. Enfin, il serait important de prendre en compte la distribution spatiale de la pression d'impact des avalanches de neige dense, cette pression pouvant fortement varier suivant la hauteur.





# Quantification de la vulnérabilité structurelle

---

## 5.1 Introduction

La vulnérabilité se définit par le niveau de dommage potentiel (conventionnellement compris entre 0 et 1) d'un élément exposé donné, soumis à l'action d'un phénomène pressenti ou déclaré, d'intensité donnée. Son évaluation est utile pour effectuer des analyses de risque.

De nombreuses études de vulnérabilité ont déjà été réalisées dans différents domaines tels que les explosions (Low et Hao, 2001; Kelliher et Sutton-Swaby, 2012), la géotechnique (Mollon *et al.*, 2013) mais également dans le domaine des aléas naturels. Dans ce contexte, les tremblements de terre sont sans conteste l'aléa naturel le plus étudié à l'heure actuelle. On trouve dans la littérature des travaux scientifiques allant d'estimations empiriques jusqu'à des études analytiques très poussées mettant en oeuvre notamment des modélisations numériques de type éléments finis (Ellingwood, 2001; Li et Ellingwood, 2007; Lagaros, 2008; Kappos et Panagopoulos, 2010; Sudret et Mai, 2013). S'inspirant des méthodes utilisées dans le domaine sismique, de plus en plus de scientifiques se sont également intéressés à la vulnérabilité notamment du bâti mais aussi d'autres types de structures dans des domaines comme l'aléa volcanique (Spence *et al.*, 2005), les tsunamis (Reese *et al.*, 2007), les glissements de terrain (Ronald et Hope, 2008; Papathoma-Köhle *et al.*, 2012; Mavrouli *et al.*, 2014) et affaissements miniers (Saeidi, 2010), les laves torrentielles (Calvo et Savi, 2009), les chutes de blocs (Mavrouli et Corominas, 2010a,b), l'hydraulique (Peyras *et al.*, 2012) ou encore les avalanches de neige.

Dans ce dernier cas, Papathoma-Köhle *et al.* (2011) ont établi un inventaire très intéressant des études réalisées antérieurement en matière de vulnérabilité physique et Naaïm *et al.* (2008) ont réalisé un bilan des courbes de vulnérabilité établies jusqu'alors pour les structures, présentées à la figure 5.1a. Wilhelm (1998) a dans un premier temps proposé des indicateurs de dommage empiriques pour cinq types de construction différentes afin d'établir des courbes de vulnérabilité du bâti. Puis Keylock et Barbolini (2001) ont pro-

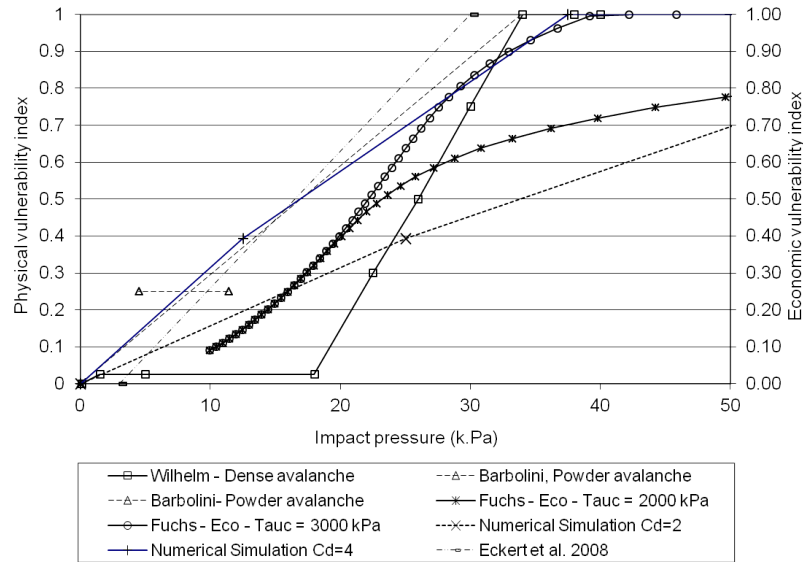
posé de relier la vulnérabilité des bâtiments à leur position dans le couloir avalancheux. Une autre façon de faire a ensuite été d'estimer la vulnérabilité du bâti à l'aide d'un indicateur économique (Fuchs *et al.*, 2007) qui nécessite l'évaluation du coût de réparation après endommagement. Jonasson *et al.* (1999); Barbolini *et al.* (2004a) se sont eux intéressés à la vulnérabilité des personnes à l'intérieur des bâtiments. Plus récemment, Bertrand *et al.* (2010) ont proposé l'utilisation de la méthode des éléments finis pour établir des courbes de vulnérabilité basées sur l'estimation d'un indice de dommage exprimé en déplacement dont un exemple est présenté à la figure 5.1b et Favier *et al.* (2014) ont établi toute une série de courbes de fragilité présentées à la figure 5.1c permettant de prendre en compte les incertitudes liées d'une part aux caractéristiques des matériaux constitutifs du bâti et à ses dimensions pour différents critères de défaillance.

Aucune de ces études ne s'est par contre intéressée aux structures de protection devant résister à des pressions d'impact très élevées. Seuls Berthet-Rambaud (1999) et Daudon *et al.* (2013) ont pour l'heure étudié de telles structures. Les premiers ont étudié de façon déterministe le comportement d'un ouvrage de protection sans aller jusqu'à l'établissement de courbes de vulnérabilité qui sont désormais un des outils les plus communément utilisés dans les études de risque. Daudon *et al.* (2013) se sont eux intéressés aux incertitudes liées à la sollicitation et ont ainsi réalisé directement des calculs de risques locaux correspondant au taux de défaillance d'une galerie paravalanche.

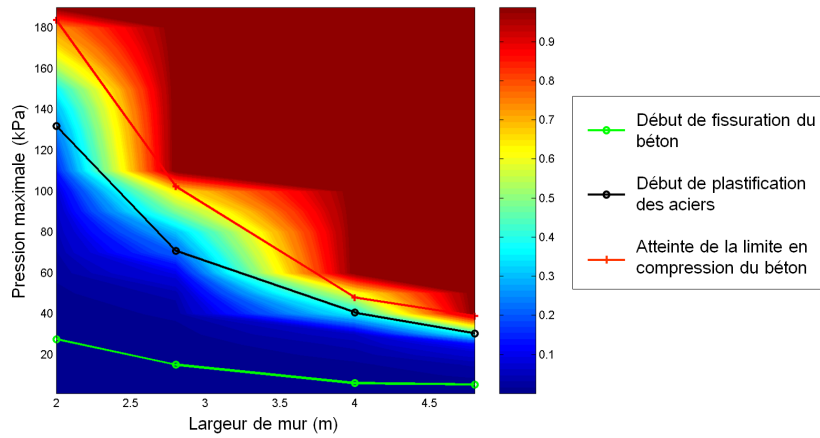
Suivant la méthode utilisée pour représenter la vulnérabilité d'un système (déterministe ou probabiliste), il est généralement d'usage de distinguer deux types d'expression de la vulnérabilité en fonction de l'intensité de l'aléa (Saeidi, 2010; Deck et Verdel, 2012) :

- les courbes de vulnérabilité qui décrivent le niveau de dommage d'une structure ou la moyenne des dommages d'un type de bâti en fonction de l'intensité de l'aléa et sont basées sur l'estimation d'un indice de dommage qui peut être par exemple  $\frac{\delta_{max}}{\delta_u}$  (Bertrand *et al.*, 2010) ou encore  $\frac{\text{coût réparation}}{\text{coût total}}$  (Fuchs *et al.*, 2007) ;
- et les courbes de fragilité qui définissent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain niveau de dommage pour une valeur donnée de l'intensité d'aléa (Mollon *et al.*, 2013; Sudret et Mai, 2013; Favier *et al.*, 2014).

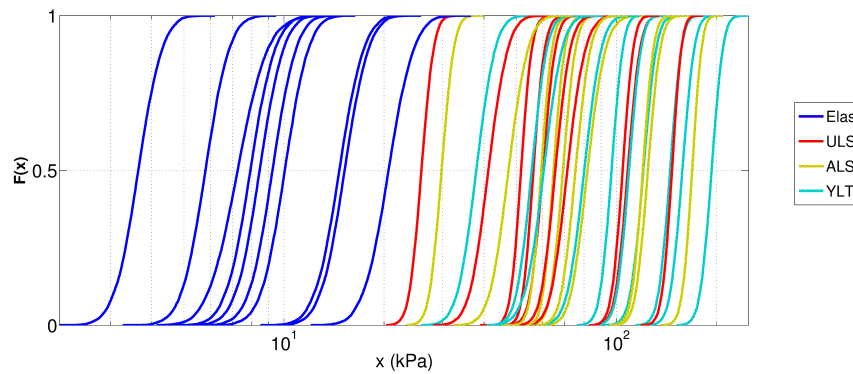
Afin d'étudier de façon approfondie la vulnérabilité de la structure de protection de Tacconnaz, ces deux types d'approche ont été mises en oeuvre. L'approche déterministe est dans un premier temps présentée. Elle apporte des informations intéressantes en terme de dimensionnement et de vulnérabilité de telles structures. Une approche probabiliste est ensuite proposée dont le but est de prendre en compte les incertitudes sur certains paramètres et d'établir des courbes de fragilité qui pourront être utilisées par la suite dans le cadre d'une analyse de risque intégrant les ouvrages de protection.



(a)



(b)



(c)

FIGURE 5.1 – (a) Synthèse de courbes de vulnérabilité pour une structure établies par différentes auteurs dans le domaine avalancheux, présentée dans le cadre du projet Irasmos (Naaïm *et al.*, 2008), (b) courbes de vulnérabilité du bâti définies pour un indice de dommage exprimé en déplacement et différentes limites en compression du béton (Bertrand *et al.*, 2010) et (c) courbes de fragilité établies pour différents types de bâti (se distinguant par leurs conditions aux limites) et différents états limites (ELS, ELU, ALS et rupture) (Favier *et al.*, 2014)

## 5.2 Approche déterministe

### 5.2.1 Courbes de vulnérabilité

Afin de décrire la vulnérabilité d'une structure, l'établissement de courbes de vulnérabilité, qui présentent la relation entre un indice de dommage (ID) variant entre 0 et 1 et l'intensité de l'aléa de chargement, est classiquement utilisé. Une telle courbe est croissante entre 0 (pour une structure non endommagée avec des déformations élastiques au sein de la structure) et 1 (pour une structure considérée comme détruite) et est obtenue en faisant varier dans le cas présent la pression maximale appliquée. L'indice de dommage peut être par exemple de type global et défini comme étant le rapport  $\frac{\delta_{max}}{\delta_u}$  où  $\delta_{max}$  représente le déplacement maximal observé pour une intensité d'aléa donné et  $\delta_u$  désigne le déplacement ultime observé à la rupture (Bertrand *et al.*, 2010). L'avantage de telles courbes est de pouvoir décrire l'évolution du niveau de dommage en fonction de la pression appliquée tout au long du chargement. En ce qui concerne l'intensité de l'aléa, des mesures expérimentales de plusieurs auteurs (Berthet-Rambaud, 2004; Berthet-Rambaud *et al.*, 2008; Sovilla *et al.*, 2008a,b, 2010; Thibert et Baroudi, 2010; Baroudi *et al.*, 2011) permettent d'obtenir des ordres de grandeur de la pression développée par une avalanche de neige dense sur une structure. Classiquement, cette pression varie entre 20 et 600 kPa (Tacnet *et al.*, 2010).

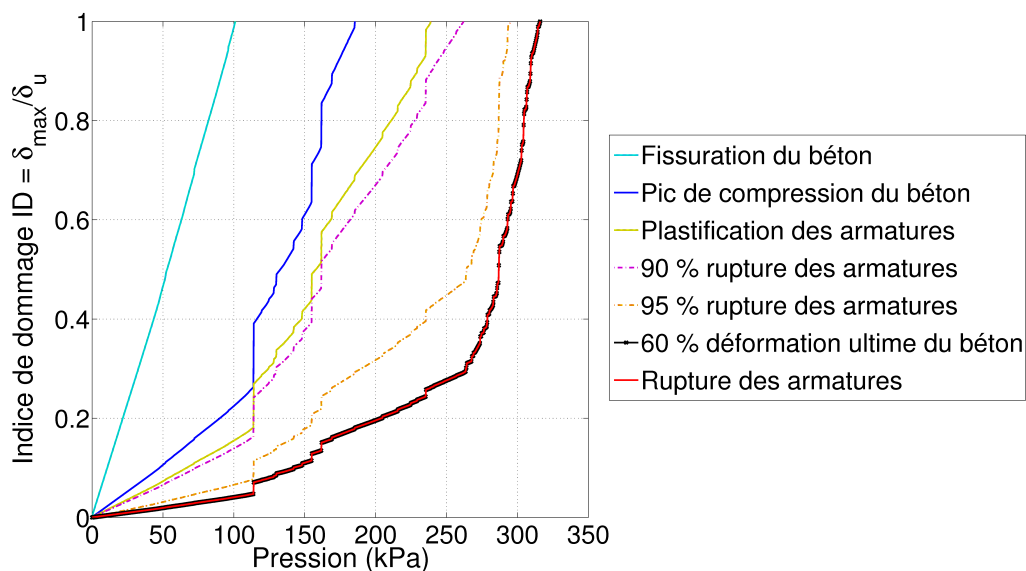


FIGURE 5.2 – Courbes de vulnérabilité de la structure de protection étudiée obtenues pour différents états limites ( $f_c^c = 80$  MPa et  $f_t^c = 5,5$  MPa)

Plusieurs courbes de vulnérabilité, présentées à la figure 5.2, ont été ainsi établies pour

la structure telle que présentée au chapitre précédent à l'aide du modèle mécanique et de simulations *pushover* pour différents états limites :

- début de fissuration du béton (correspondant à l'atteinte de la limite en traction du béton en un point de Gauss) ;
- début de plastification des aciers (correspondant à l'atteinte de la limite élastique de l'acier en un point de Gauss) ;
- atteinte du pic de compression (correspondant à l'atteinte de la limite en compression du béton en un point de Gauss) ;
- pourcentage d'atteinte de la déformation ultime en compression du béton ou de la limite ultime de l'acier en un point de Gauss ;
- rupture des armatures (correspondant à l'atteinte de limite ultime de l'acier en un point de Gauss).

Elles présentent pour une structure donnée l'évolution du niveau de dommage en fonction de l'intensité de l'aléa jusqu'à atteinte de l'état limite retenu.

## 5.2.2 Étude paramétrique

Sur la base de ces courbes de vulnérabilité, une étude paramétrique a été réalisée de façon à mieux caractériser l'importance des différents paramètres de dimensionnement sur la vulnérabilité finale de la structure pour, au paragraphe 5.2.2.1, différents états limites et, aux paragraphes suivants, un état limite correspondant à l'atteinte de la rupture.

### 5.2.2.1 Effet de la résistance en compression du béton

Dans le cas de la structure étudiée pour laquelle les limites du béton en compression et en traction sont respectivement les suivantes :  $f_c^c = 80$  MPa et  $f_t^c = 5,5$  MPa (figure 5.2), la rupture intervient au niveau des armatures alors que le béton comprimé est à 60 % de sa déformation ultime.

Pour un béton plus résistant avec  $f_c^c = 100$  MPa et  $f_t^c = 6,5$  MPa (figure 5.3), la plastification des armatures intervient alors que le pic de compression vient tout juste d'être atteint et la rupture, qui se fait toujours au niveau des armatures, a lieu alors que le béton comprimé n'est cette fois qu'à 35 % de sa déformation ultime.

Pour un béton moins résistant avec  $f_c^c = 40$  MPa et  $f_t^c = 3,5$  MPa (figure 5.4), l'atteinte du pic de compression intervient bien avant la plastification des armatures. La rupture a encore lieu au niveau des armatures mais le béton est aussi fortement sollicité en compression (déformation maximale en compression égale à 85 % de la déformation ultime).

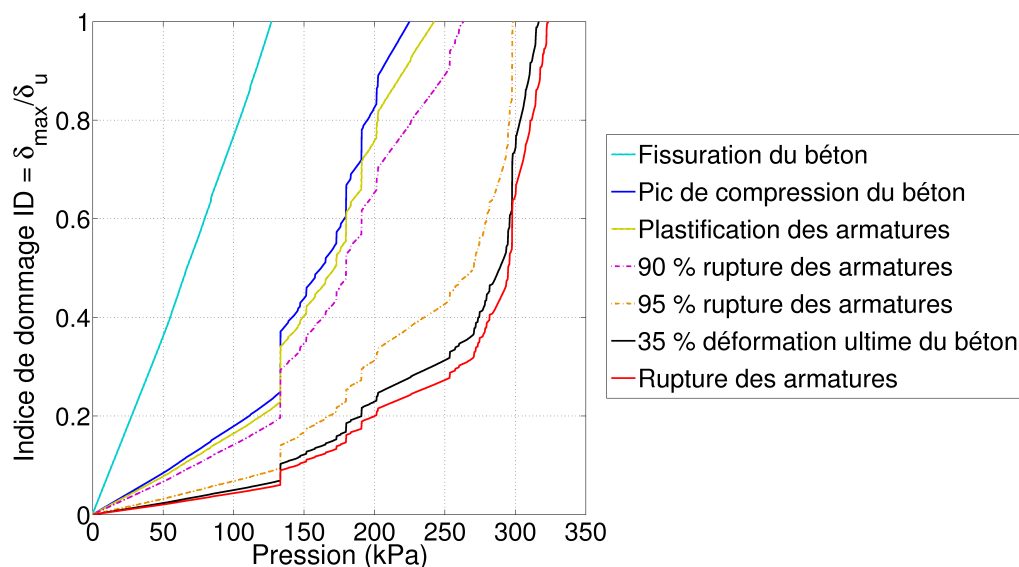


FIGURE 5.3 – Courbes de vulnérabilité obtenues pour différents états limites avec un béton plus résistant ( $f_c^c = 100$  MPa et  $f_t^c = 6,5$  MPa)

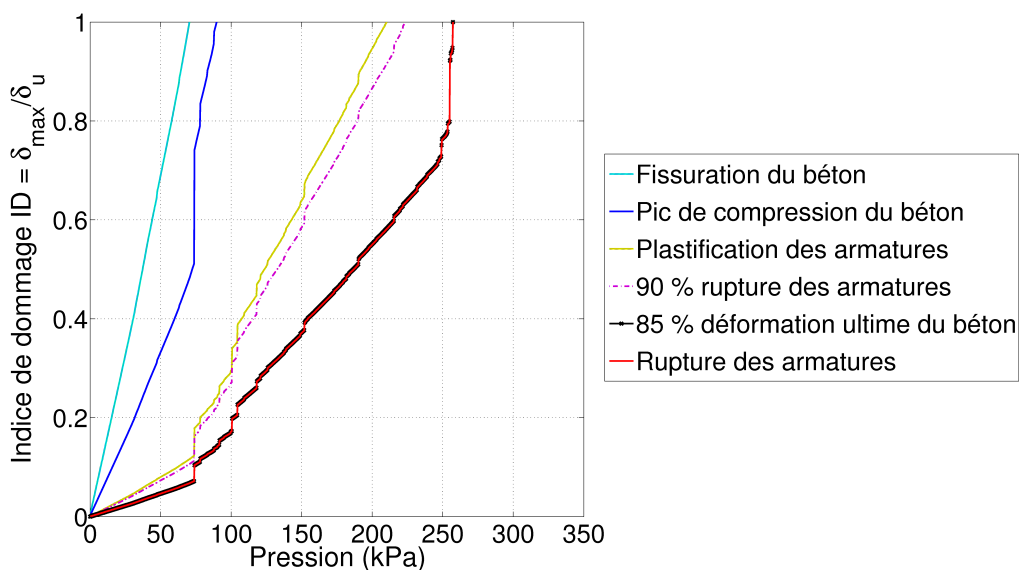


FIGURE 5.4 – Courbes de vulnérabilité obtenues pour différents états limites avec un béton moins résistant ( $f_c^c = 40$  MPa et  $f_t^c = 4,5$  MPa)

### 5.2.2.2 Influence de la longueur de la semelle et de l'encastrement

La figure 5.5 étudie l'influence de la longueur de la semelle sur la réponse de la structure et sa vulnérabilité, avec deux types d'encastrement : total et sur la moitié de la longueur, côté opposé au voile.

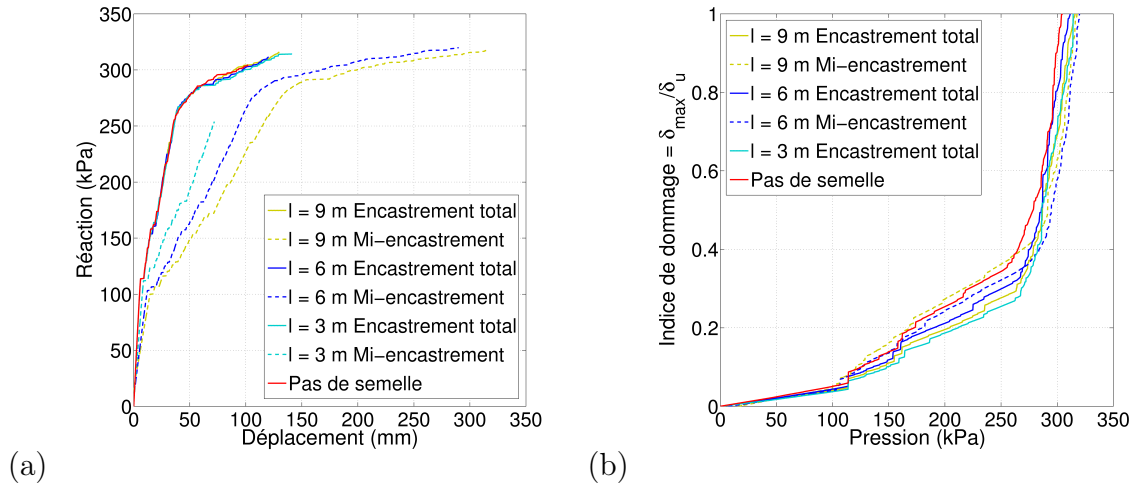


FIGURE 5.5 – Influence de la longueur de semelle sur le comportement du mur : (a) courbes force-flèche et (b) courbes de vulnérabilité

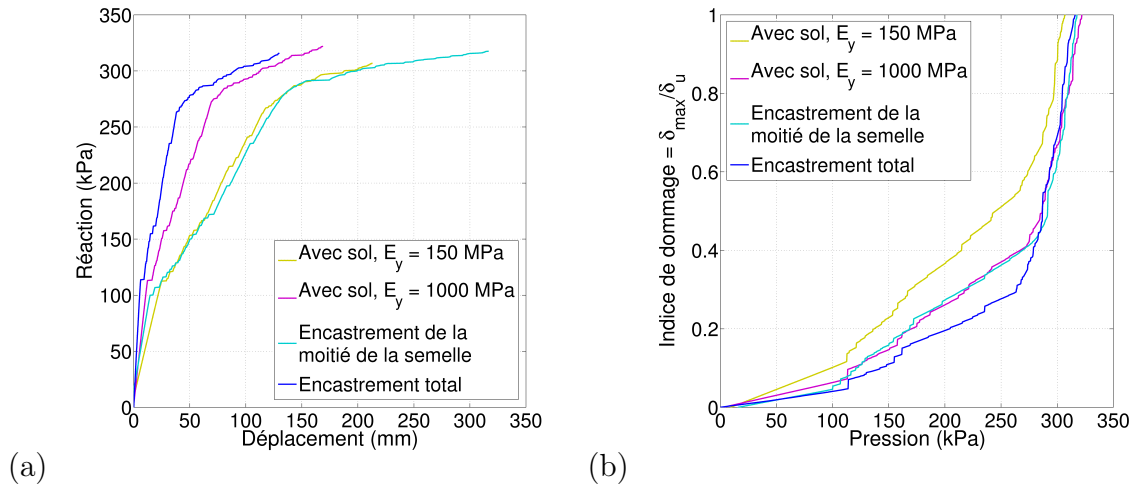


FIGURE 5.6 – Influence de la longueur d'encastrement sur le comportement du mur : (a) courbes force-flèche et (b) courbes de vulnérabilité

Dans le cas d'un encastrement total, la réponse de la structure en terme de force-déplacement est identique quelle que soit la longueur de semelle. Pour des structures dont la semelle est à moitié encastree, plus l'encastrement est distant du voile, plus la structure est souple et plus les déplacements sont importants. *A contrario*, la vulnérabilité de la structure diffère très peu d'un cas à l'autre (pression à la rupture variant entre 312 et 316 kPa pour une longueur de semelle variant entre 3 et 12 m, soit une variation de résistance d'au maximum 1,4 % pour une variation de la longueur de la semelle minimale de 33 % par rapport à celle de la structure nominale (tableau 4.1)). Pour le cas d'une semelle de 3 mètres de longueur à moitié encastree soit avec un encastrement s'arrêtant à ras le voile,



l'arrêt de la courbe correspond à une divergence du code de calcul et non à la rupture de la structure. C'est la raison pour laquelle ce cas de figure n'est pas représenté en terme de courbe de vulnérabilité.

L'influence de la position d'encastrement, avec une longueur de la semelle maintenue constante dans tous les cas et égale à 9 mètres, est reprécisée à la figure 5.6 et comparée aux cas d'une semelle noyée dans un sol de module élastique respectivement égal à 150 MPa et 1 000 MPa. Les deux cas extrêmes correspondent aux encastresments total et partiel de la semelle. Dans les deux cas, les courbes force-flèche sont très éloignées sans pour autant conduire à des courbes de vulnérabilité notablement différentes.

### 5.2.2.3 Influence de l'épaisseur de la semelle

Comme précisé à la figure 5.7, l'épaisseur de la semelle a peu d'influence dans le cas d'un encastrement total. En effet, le passage de 1,5 à 1,2 m soit une diminution de 20 % de l'épaisseur de la semelle conduit à une diminution de seulement 4 % de la pression conduisant à la rupture (passant de 316 à 303,4 kPa). *A contrario*, pour une structure avec une semelle noyée dans un sol, plus la semelle est épaisse, moins le déplacement de la structure est important et moins la structure est vulnérable avec des écarts toutefois relativement peu importants (variation de la pression conduisant à la rupture de 1,5 et 5,8 % pour des épaisseurs passant de 1,5 m à respectivement 1,2 et 1,8 m soit une variation d'épaisseur de 20 %).

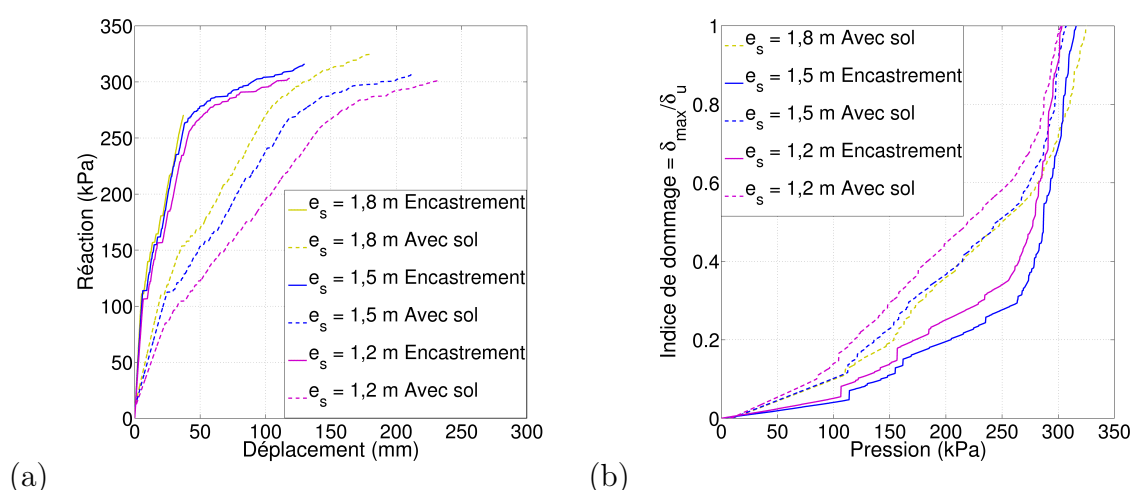


FIGURE 5.7 – Influence de l'épaisseur de la semelle sur le comportement du mur dans le cas d'une semelle totalement encastree ou dans un sol avec  $E_y = 150$  MPa : (a) courbes force-flèche et (b) courbes de vulnérabilité

### 5.2.2.4 Influence de l'épaisseur du voile

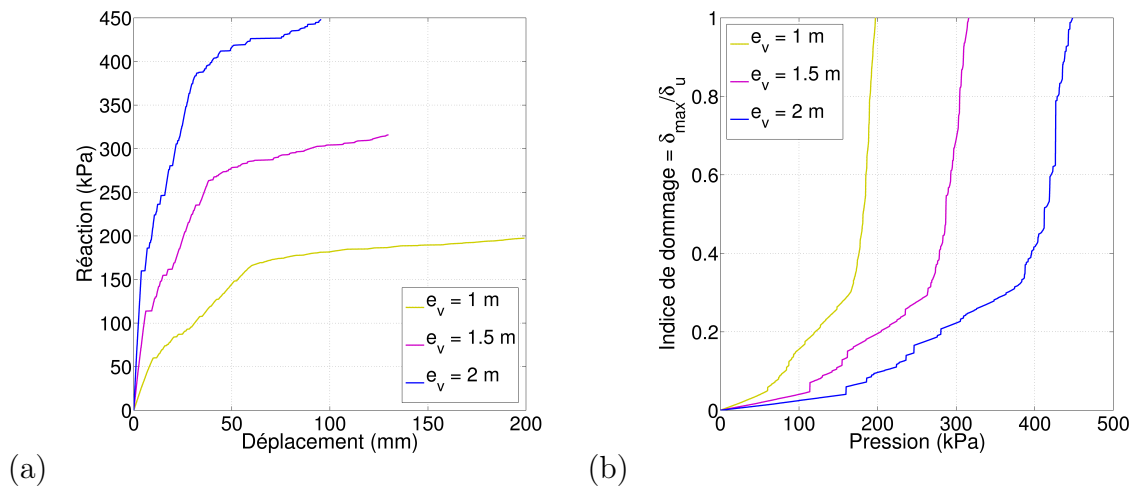


FIGURE 5.8 – Influence de l'épaisseur du voile sur le comportement du mur : (a) courbes force-flèche et (b) courbes de vulnérabilité

La figure 5.8 montre que l'épaisseur du voile a par contre une forte influence sur la flèche maximale observée au niveau du voile ainsi que sur la vulnérabilité de la structure. Des différences de la pression de rupture de l'ordre de 40 % sont en effet observées pour des variations de l'épaisseur du voile de 33 % (pression passant de 316 pour la structure nominale de 1,5 m d'épaisseur de voile à respectivement 197,5 et 448,2 kPa pour des structures avec un voile d'épaisseur respective de 1 et 2 m).

### 5.2.2.5 Influence de l'enrobage

La figure 5.9 montre que l'enrobage a peu d'influence sur le comportement de la structure et sa vulnérabilité (variation de 5,5 % de la pression de rupture passant de 316 à 298,5 kPa pour une variation de 200 % de l'épaisseur d'enrobage variant de 3 à 9 cm).

### 5.2.2.6 Influence du taux de renfort

*A contrario*, comme le montre la figure 5.10, le taux d'armatures est bien entendu un paramètre très important dont dépend fortement la résistance de l'ouvrage puisqu'une différence de 40 % de la résistance de la structure (pression maximale) est constatée lorsque le taux de renfort est divisé par 2.

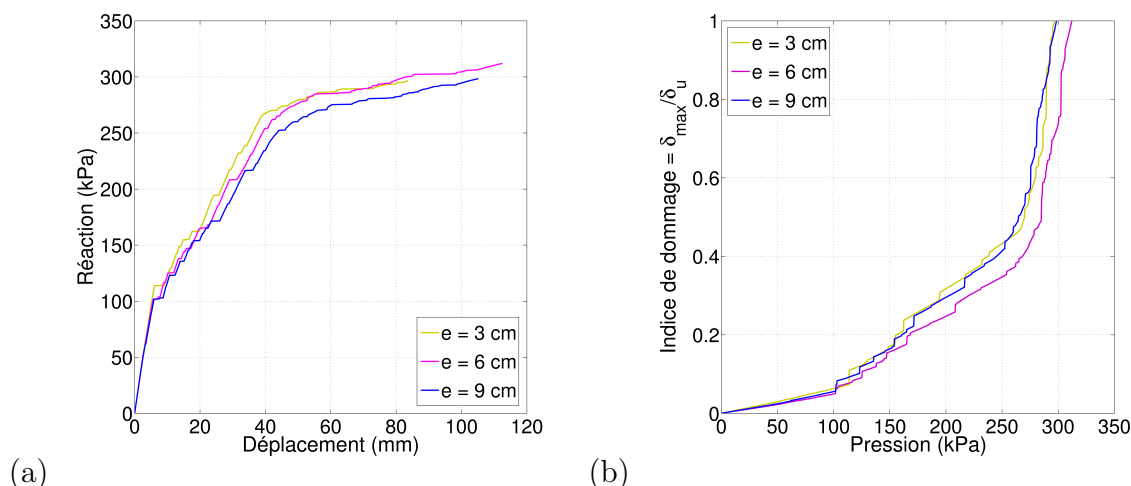


FIGURE 5.9 – Influence de l'enrobage sur le comportement du mur : (a) courbes force-flèche et (b) courbes de vulnérabilité

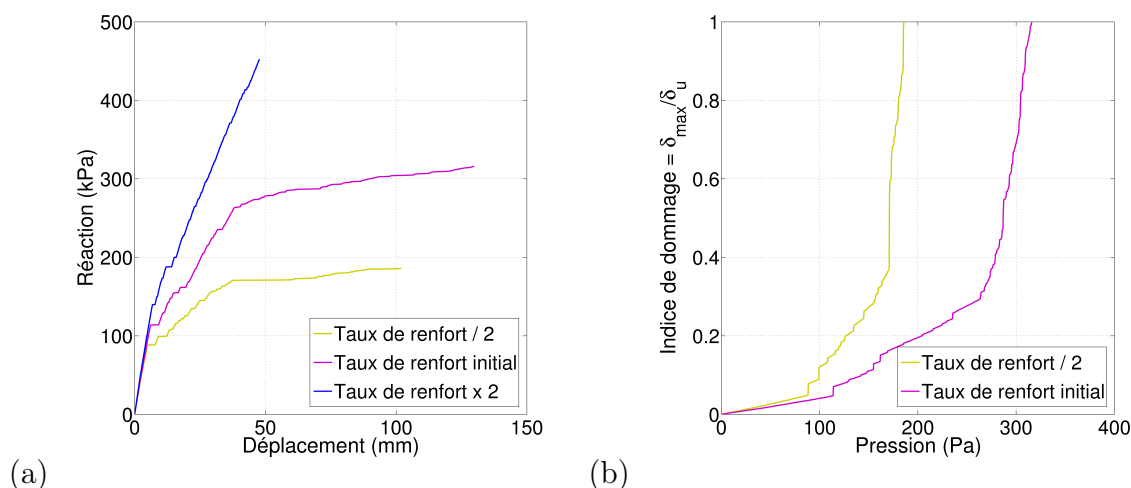


FIGURE 5.10 – Influence du taux de renfort sur le comportement du mur : (a) courbes force-flèche et (b) courbes de vulnérabilité (celle avec un taux de renfort multiplié par 2 n'est pas représentative de la rupture de la structure du fait d'une divergence du code de calculs et n'est donc pas tracée)

### 5.2.2.7 Comparaison structure de protection - bâti

Les courbes de vulnérabilité obtenues pour l'ouvrage de protection avec un taux réel de renfort en armatures et un taux deux fois moindre sont comparées, dans la figure 5.11, aux courbes de vulnérabilité obtenues par d'autres auteurs pour du bâti (Wilhelm, 1998; Barbolini *et al.*, 2004a; Naaïm *et al.*, 2010; Bertrand *et al.*, 2010). Comme on pouvait s'y attendre, le bâti présente des pressions ultimes bien moindres que les structures de protection. *A contrario*, pour des murs en BA de faible longueur, les courbes de vulnérabilité

bilité se rapprochent de celles obtenues pour les structures de protection. Les courbes de vulnérabilité ainsi obtenues viennent donc utilement enrichir celles déjà proposées dans la littérature puisque, compte-tenu des différences entre les courbes, le calcul du risque peut alors notablement changer.

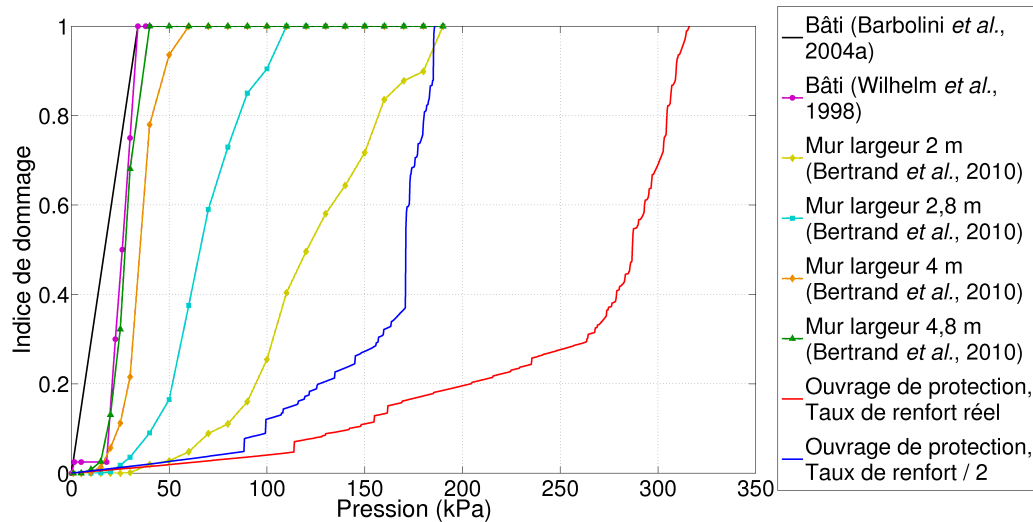


FIGURE 5.11 – Comparaison des courbes de vulnérabilité obtenues pour la structure de protection avec celles issues de la littérature obtenues pour du bâti (Naaïm *et al.*, 2010; Bertrand *et al.*, 2010)

### 5.2.3 Discussion

En conclusion, la position de la zone d'encastrement, plus que sa longueur, ainsi que l'épaisseur de la semelle ont une influence sur le comportement de l'ouvrage sans pour autant véritablement affecter la vulnérabilité de l'ouvrage. L'enrobage n'a quant à lui que très peu d'influence. Au contraire, l'épaisseur du voile et le taux de renfort ont une forte répercussion sur la résistance de la structure et donc sa vulnérabilité.

Au final, l'influence respective des différents paramètres de dimensionnement de la structure sur sa résistance est présentée à la figure 5.12. Dans cette figure sont précisées les variations de la pression ultime observée pour un état limite donné lorsque l'on fait varier un paramètre autour de sa valeur nominale, correspondant à la valeur précisée colonne 3 du tableau 4.1. Cette synthèse confirme que la vulnérabilité de la structure est surtout dépendante de l'épaisseur du voile et du taux de renfort en armatures pour des états limites correspondant au début de plastification des armatures ou à la rupture.

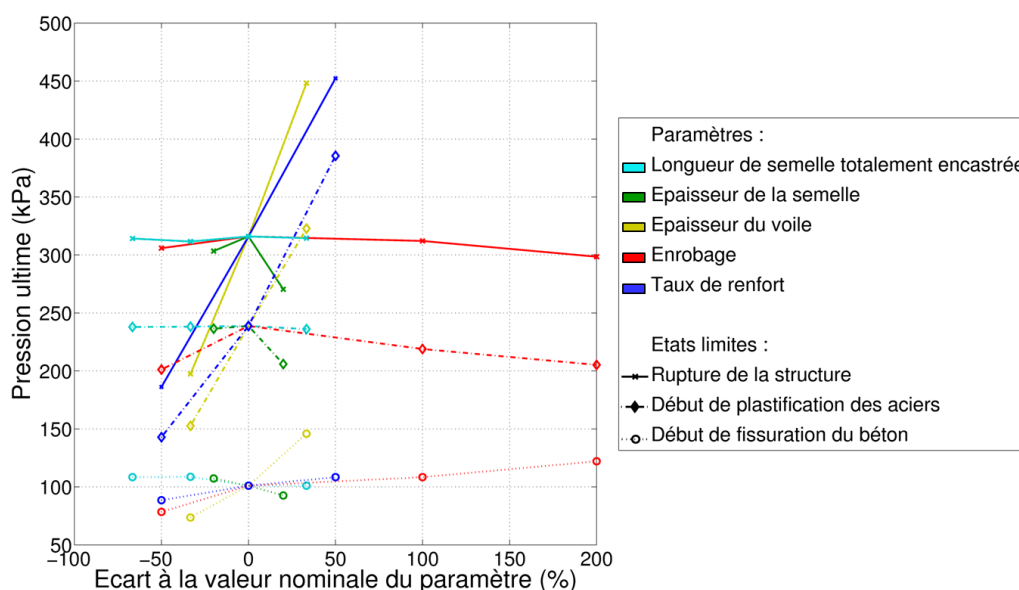


FIGURE 5.12 – Influence des différents paramètres de dimensionnement de la structure sur la résistance de celle-ci exprimée à l'aide de la pression d'impact ultime observée pour différents états limites

Pour un état limite correspondant au début de fissuration du béton, le taux de renfort en armatures est bien évidemment moins influent que pour les états limites précédents dans la mesure où les armatures n'interviennent pas dans ce cas en terme de résistance de la structure mais uniquement au niveau du module d'Young.

Enfin, il est important de souligner que, suivant le type de structure caractérisée notamment par ses dimensions et son taux de renfort, les courbes de vulnérabilité peuvent être notablement différentes.

### 5.3 Approche probabiliste

L'objectif de cette approche est de déterminer la probabilité de défaillance de la structure en tenant compte des incertitudes sur les propriétés des matériaux. Ces dernières, même lorsqu'elles sont réduites, peuvent changer significativement la réponse mécanique de la structure. Cette approche doit nous permettre de déterminer la probabilité de défaillance de la structure en fonction de l'intensité de l'aléa soit ici la pression maximale observée au sein d'une avalanche de neige dense. L'objectif est dans un premier temps de s'assurer de la résistance de l'ouvrage pour une intensité d'avalanche donnée et donc de son bon fonctionnement par rapport à l'objectif auquel il est sensé répondre. Ce cal-

cul de probabilité de défaillance en fonction de l'intensité de l'aléa, qui se traduit par la description de courbes de fragilité, pourra ensuite servir, comme pour les courbes de vulnérabilité, à des calculs de risque à l'aval de ce type d'ouvrages de protection.

Dans ce contexte, un modèle probabiliste est utilisé qui permet de propager les incertitudes au niveau des variables d'entrée du modèle déterministe et calculer la probabilité de défaillance de la structure selon un critère de défaillance basé sur une des variables de sortie du modèle déterministe. L'outil retenu est le logiciel Openturns (PhiMeca, 2011) couplé à Cast3M. Les paramètres d'entrée du modèle physique sont ainsi représentés par des variables aléatoires. La première étape de l'approche probabiliste consiste donc à représenter la variabilité des données d'entrée grâce notamment à des distributions de probabilité permettant de décrire de manière réaliste l'incertitude sur les variables.

### 5.3.1 Incertitudes sur les variables

Plusieurs sources d'incertitudes existent que l'on peut distinguer sous forme de trois classes : incertitudes intrinsèques, incertitudes statistiques et incertitudes du modèle. Les incertitudes intrinsèques portent dans notre cas sur les propriétés mécaniques des matériaux, la géométrie de la structure et le chargement. Elles peuvent être dues :

- à la variation des propriétés des matériaux elles-mêmes d'un échantillon de mesure à l'autre ou à la variation de la géométrie de la structure au moment de la réalisation (fluctuations physiques) ;
- à des erreurs de mesure ;
- à des effets d'échelle (variations entre les propriétés du béton mesurées au niveau d'une éprouvette et celles réelles de la structure.

La deuxième source d'incertitudes est liée au modèle mécanique. Un modèle n'est toujours qu'une représentation simplifiée de la réalité. De ce fait, des écarts existent naturellement entre la prédiction du modèle et le résultat observé.

Enfin, l'incertitude statistique est due à la taille de l'échantillon de mesures que l'on a à disposition pour déterminer les paramètres statistiques d'une variable aléatoire. Très souvent, les informations à disposition sur la distribution de cette variable étant en quantité restreinte, cette variable est décrite par une distribution de type fixé (loi normale, lognormale, distribution de Poisson, *etc.* caractérisée par une moyenne, un écart-type, *etc.*), dont on définit les paramètres par ajustement sur les données. On réduit ainsi l'incertitude statistique (qui reste non nulle du fait d'incertitudes sur les paramètres ajustés) mais on rajoute une erreur de modèle supplémentaire.

### 5.3.1.1 Choix et description des variables

Les incertitudes prises en compte dans la présente étude portent sur les propriétés mécaniques des matériaux. Ne sont pas considérées les incertitudes sur la géométrie de la structure (celle-ci étant relativement bien connue du fait qu'il s'agit d'un ouvrage en particulier) et le modèle mécanique. En ce qui concerne la variable sollicitation avalancheuse, celle-ci est caractérisée dans le modèle mécanique proposé par deux paramètres : la pression au pic et le temps de chargement ( $t_m$ ). Toutefois, comme vu précédemment, la réponse de la structure étudiée sollicitée par une avalanche de neige dense étant *a priori* quasi-statique, elle ne dépend pas du paramètre temps et ne varie donc qu'en fonction d'un seul paramètre lié à la sollicitation : la pression au pic. Le chargement introduit dans le modèle mécanique est désormais un chargement de type *pushover*. Ses variations temporelles, ainsi que spatiales, ne sont pas ainsi prises en compte. Ne sont pas non plus prises en compte les variations spatiales des propriétés des matériaux, qui impliqueraient une modélisation par champs aléatoires.

Les incertitudes sur les caractéristiques matériaux sont de différentes natures. D'une part, les valeurs expérimentales retenues dans la présente étude ont été obtenues à partir d'échantillons prélevés lors de la réalisation d'un modèle réduit de la structure (Berthet-Rambaud *et al.*, 2007) et non de la structure réelle, avec donc des préparations du béton sans doute différentes. D'autre part, de façon plus générale, les incertitudes sont liées au fait que le béton est un matériau hétérogène (le comportement peut donc être différent d'un échantillon à l'autre) ou liées aux erreurs de mesures ou à des effets d'échelle (variations entre les propriétés du béton mesurées au niveau d'une éprouvette et celles réelles de la structure).

Afin de prendre en compte ces incertitudes dans le cadre de l'étude de probabilité de défaillance de la structure, des hypothèses sur les lois de distribution de ces variables ont été réalisées sur la base des travaux menés par le JCSS (2002) mais également à partir de l'étude réalisée par Val *et al.* (1997). Celui-ci propose en effet une synthèse très intéressante des types de lois de distribution et des coefficients de variation retenus dans la littérature pour le béton armé.

### 5.3.1.2 Incertitudes sur le béton

#### *-Masse volumique et paramètres élastiques*

Parmi les paramètres permettant de décrire le modèle de béton retenu, la masse volumique et le coefficient de Poisson ont une faible influence sur la réponse de la structure et sont toujours considérés comme déterministes dans la littérature. Alors que Mirza *et al.*

(1979); Low et Hao (2001) adoptent une loi normale pour le module d'Young ( $E_y^c$ ) avec un coefficient de variation de 0,08 à 0,10, le JCSS (2002) recommande une distribution lognormale pour ce paramètre.

*-Limite en compression*

MacGregor *et al.* (1983); Val *et al.* (1997) proposent une distribution normale avec un coefficient de variation allant de 0,11 à 0,18 pour la limite en compression du béton ( $f_c^c$ ) alors que le JCSS (2002) recommande de nouveau une distribution lognormale.

Dans cette étude, des distributions lognormales sont retenues pour  $E_y^c$  et  $f_c^c$ .

*-Autres paramètres ( $f_t^c$ ,  $f_{cc}^c$ ,  $\epsilon_{uc}^c$ ,  $\epsilon_{ut}^c$ )*

Quant aux autres paramètres, ils sont dépendants de  $E_y^c$  et  $f_c^c$ . Leurs valeurs sont calculées dans le modèle probabiliste à l'aide des relations suivantes : la valeur de la limite en traction du béton est estimée selon l'équation 3.1 ( $f_t^c = 0,296 f_c^{c\,2/3}$ ) proche de celles proposées par différents auteurs et notamment les règles BAEL (Equipement, 2000) et l'Eurocode 2 (CEN, 2005); la limite en bi-compression du béton est prise égale à  $f_{cc}^c = 1,16 f_c^c$  et les déformations ultimes en traction et en compression sont calculées suivant respectivement les formules 2.18 ( $\epsilon_{ut}^c = 3 f_t^c / E_y^c$ ) et 2.22 ( $\epsilon_{uc}^c = 10 f_c^c / E_y^c$ ). Toutefois, de façon à prendre en compte les incertitudes liées à la formule de calcul de  $f_t^c$ , une variable aléatoire  $Y_1$  de moyenne 1 et suivant une loi lognormale est introduite au niveau du modèle, comme recommandé par le JCSS (2002). On a ainsi :

$$f_t^c = Y_1 0,296 f_c^{c\,2/3} \quad (5.1)$$

### 5.3.1.3 Incertitudes liées à l'acier

Comme pour le béton, la masse volumique de l'acier et le coefficient de Poisson sont considérés comme déterministes. D'après Mirza et MacGregor (1979), le coefficient de variation du module d'Young de l'acier ( $E_y^s$ ) est très faible (égal à 0,033); c'est la raison pour laquelle Val *et al.* (1997); Low et Hao (2001) considèrent ce paramètre comme déterministe. Pour la limite élastique de l'acier ( $f_y^s$ ), MacGregor *et al.* (1983) proposent un coefficient de variation de 0,08 - 0,11 et plusieurs types de distribution possibles : normale, lognormale ou beta et Val *et al.* (1997); Low et Hao (2001) retiennent un coefficient de variation de 0,08 et une loi normale. Selon Siviero et Russo (1993), le coefficient de variation de la déformation ultime ( $\epsilon_u^c$ ) peut être pris égal à 0,05 - 0,10; Val *et al.* (1997) retiennent eux un coefficient de 0,1. Connaissant le point de plastification de l'acier (déterminé par  $f_y^s$  et  $E_y^s$ ) et la déformation ultime, la contrainte limite ultime est calculée selon l'équation



3.2 ( $f_u^s = f_y^s + E_h^s (\epsilon_u^s - \frac{f_y^s}{E_y^s})$ ) avec  $E_h^s$  (module d'écroutissage de l'acier) considéré comme déterministe (Val *et al.*, 1997).

Par ailleurs, il a été nécessaire d'introduire dans le modèle déterministe un coefficient de rabatement de la contrainte limite élastique de l'acier  $\xi^s = \frac{f_{y_{num}}^s}{f_{y_{exp}}^s} = 400/575 \approx 0,696$  associé à l'hypothèse d'adhérence parfaite entre le béton et l'acier retenue dans le modèle déterministe. Il est proposé de prendre en considération une incertitude sur ce coefficient et donc de considérer une variable  $Y_2$  de densité de probabilité de type normale, de moyenne égale à 1 et de coefficient de variation 0,20 telle que :

$$f_y^s = Y_2 0,696 f_{y_{exp}}^s \quad (5.2)$$

Le tableau 5.1 décrit l'ensemble des variables aléatoires du modèle probabiliste, considérées ici comme non corrélées, ainsi que leurs lois de distribution, moyenne et coefficient de variation. En définitive, les lois de distribution sont choisies comme préconisées par le JCSS (2002), les moyennes prises égales aux valeurs expérimentales présentées au tableau 3.2 colonne 4 et les coefficients de variation retenus sur la base des références bibliographiques citées dans le tableau. Le module d'Young de l'acier est ici considéré comme déterministe.

TABLE 5.1 – Variables aléatoires considérées dans le modèle probabiliste et leurs caractéristiques statistiques

Paramètre	Symbole	Distribution	Moyenne	Coefficient de variation	Référence
Module d'Young du béton	$E_y^c$	Lognormale	38840 MPa	0,10	Mirza <i>et al.</i> (1979)
Limite en compression du béton	$f_c^c$	Lognormale	80 MPa	0,18	MacGregor <i>et al.</i> (1983)
Limite en traction du béton	$Y_1$	Lognormale	1	0,20	JCSS (2002)
Limite élastique de l'acier	$f_{y_{exp}}^s$	Normale	575 MPa	0,10	MacGregor <i>et al.</i> (1983)
Coefficient d'abattement de $f_y^s$	$Y_2$	Normale	1	0,20	
Déformation ultime de l'acier	$\epsilon_u^s$	Normale	0,037	0,10	Siviero et Russo (1993); Val <i>et al.</i> (1997)

### 5.3.2 Fiabilité de la structure

Les paramètres d'entrée du modèle étant ainsi caractérisés, les approches numériques probabilistes cherchent ensuite à caractériser la probabilité de défaillance de la structure représentée par un critère de ruine *ad hoc*. On parle de défaillance d'une structure quand

elle ne peut satisfaire aux exigences spécifiées pour lesquelles elle a été conçue. Ces exigences peuvent être la stabilité de l'ouvrage, la résistance à des sollicitations externes, *etc.*

### 5.3.2.1 Critères de défaillance

Afin de calculer la probabilité de défaillance d'une structure, son état est séparé en deux domaines : le domaine de sûreté qui correspond à un état de bon fonctionnement de la structure et le domaine de défaillance noté  $D_f$ . La limite entre ces deux domaines matérialisée par la surface d'état limite est décrite par  $G(x) = 0$  où  $G(x)$  est une fonction de performance définie de telle sorte que  $G(x) > 0$  dans le domaine de sûreté et  $G(x) \leq 0$  dans le domaine de défaillance fonction de  $x$  correspondant à l'ensemble des réalisations possibles du vecteur aléatoire  $X$ . Cette fonction est généralement du type  $G(x) = r - s$  où  $r$  désigne la résistance de la structure et  $s$  la sollicitation appliquée.

Plusieurs critères de défaillance sont considérés dans cette étude, correspondant soit à des états limites différents soit à des modes de défaillance différents. Trois états limites sont ainsi étudiés qui correspondent respectivement au début de fissuration du béton, au début de la plastification des armatures puis à l'atteinte de 90 % de la valeur de contrainte ultime dans l'acier ou de la déformation ultime dans le béton. Pour ce dernier état limite, deux critères en résistance liés d'une part au béton (cas d'une rupture de la structure par atteinte de la déformation ultime en compression du béton) et d'autre part aux armatures (cas d'une rupture de la structure par plastification et atteinte de la limite ultime des armatures) sont introduits dans le modèle. Ces critères locaux sont exprimés de la façon suivante :

- début de fissuration du béton

$$G_1(X) = f_t^c - \sigma_{max}^c \quad (5.3)$$

- début de plastification des armatures

$$G_2(X) = f_y^s - \sigma_{max}^s \quad (5.4)$$

- rupture de la structure

pour le béton :

$$G_{31}(X) = 0,90 \epsilon_{uc}^c - \epsilon_{cmax}^c \quad (5.5)$$

et pour l'acier :

$$G_{32}(X) = 0,90 f_u^s - \sigma_{max}^s \quad (5.6)$$

où  $\epsilon_{c_{max}}^c$  et  $\sigma_{max}^s$  désignent les valeurs maximales respectivement de déformation et de contrainte observées en un point de Gauss respectivement du béton et de l'acier.

Le coefficient 0,90 est un coefficient qui permet d'éviter la divergence du code aux éléments finis dans le cas d'un critère de défaillance lié à la rupture de la structure. Une valeur de 0,95 permettant de plus largement exploiter la capacité de la structure a dans un premier temps été testée mais conduit pour certains jeux de paramètres à des cas de divergence du code de calculs et donc à arrêter le processus de calcul fiable. C'est la raison pour laquelle une marge de 10 % a été au final retenue. Dans le cas des variables aléatoires égales à leurs moyennes, ce coefficient conduit à retenir une pression de défaillance de 265 kPa au lieu de 320 kPa.

La probabilité de rupture de la structure est calculée en prenant en compte simultanément, à l'aide du modèle mécanique, les deux critères de défaillance liés d'une part au béton et d'autre part à l'acier, le domaine de défaillance étant dans ce cas la réunion des deux domaines de défaillance décrits par les équations 5.5 et 5.6 :

$$D_f = D_f \{G_{31}(x) \leq 0\} \cup D_f \{G_{32}(x) \leq 0\} \quad (5.7)$$

### 5.3.2.2 Probabilité de défaillance

Une fois les variables aléatoires définies et en propageant les incertitudes dans le modèle mécanique, l'approche probabiliste permet d'obtenir, pour un critère de défaillance donné, une distribution de sortie (Saltelli *et al.*, 2004; Faivre *et al.*, 2013) représentant la résistance de la structure en fonction de l'intensité de l'aléa (Ellingwood, 2001; Li et Ellingwood, 2007; Lagaros, 2008; Sudret et Mai, 2013; Favier *et al.*, 2014). La probabilité de défaillance de la structure est obtenue en intégrant cette fonction de densité de probabilité ( $f_R(r)$ ) (Lemaire, 2005) :

$$P_f(s) = P(r \leq s) = \int_{-\infty}^s f_R(r) dr \quad (5.8)$$

Dans le cas présent, le chargement étant de type *pushover*, il est possible de calculer directement l'intensité de l'aléa, caractérisée par une pression, qui conduit à la défaillance de la structure; on obtient ainsi une distribution de sortie de pressions conduisant à la défaillance de la structure. En utilisant ensuite les méthodes détaillées ci-dessous qui

permettent d'analyser cette distribution de sortie, on estime par intégration la fonction de répartition de l'aléa conduisant à la défaillance, qui n'est autre qu'une courbe de fragilité.

### 5.3.2.2.1 Méthode empirique

La fonction de répartition empirique est une fonction de répartition qui attribue la probabilité  $1/n$  à chacune des  $n$  valeurs observées d'un échantillon ou variable aléatoire  $X = \{x_1, x_2, \dots, x_n\} : \forall i \in 1, \dots, n, P(X' = x_i) = \frac{1}{n}$ . C'est une fonction en escalier construite de la façon suivante :

$$F_n(x) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n I(X_i \leq x) \quad (5.9)$$

où  $I(\cdot)$  est la fonction indicatrice qui vaut 1 lorsque son argument est vrai et 0 dans le cas contraire. La fonction de répartition empirique  $F_n(x)$  est ainsi définie comme étant la proportion d'observations ou le nombre d'éléments dans l'échantillon qui sont inférieur(e)s (ou égal(e)s) à une valeur  $x$  et est ainsi une approximation de la fonction de répartition  $F_X(x)$  qui est la probabilité qu'une observation soit inférieure (ou égale) à  $x$  :  $F - X(x) = P(X \leq x)$ . Cette méthode permet la représentation graphique de la densité de probabilité d'une variable aléatoire sans avoir à faire de supposition sur la forme de cette distribution. Il s'agit d'une approche non-paramétrique permettant la description de comportements complexes.

La figure 5.13 présente une illustration de fonction de répartition représentant ici la probabilité de défaillance  $F_{50}(x)$  de la structure étudiée, établie sur la base de 50 simulations, en fonction de l'intensité de l'aléa  $x$  correspondant à la pression avalancheuse.

### 5.3.2.2.2 Méthode de lissage par noyaux

La méthode de lissage par noyaux (Kernel Smoothing en anglais), ou encore méthode de Parzen-Rosenblatt, est une méthode d'estimation non-paramétrique de la fonction de densité de probabilité d'une variable aléatoire s'apparentant à un lissage d'histogrammes.

Dans la méthode d'estimation par histogramme, la densité en un point  $x$  est estimée de façon empirique en calculant la proportion d'observations  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$  par rapport au nombre total d'observations qui se trouvent à proximité de  $x$ . Pour cela, on trace une bande centrée en  $x$ , de largeur  $h$  ; on compte ensuite le nombre d'observations  $n$  qui appartiennent à cette bande et la densité de probabilité est obtenue de la façon suivante :

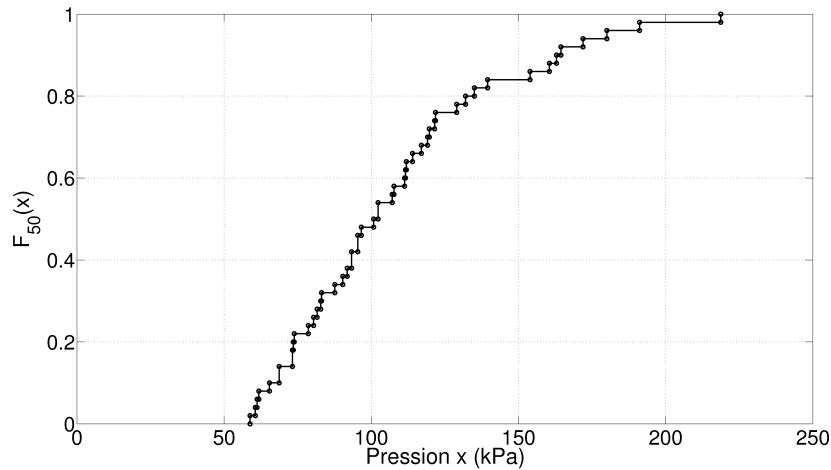


FIGURE 5.13 – Représentation empirique de la probabilité de défaillance de la structure en fonction de la pression avalancheuse, établie à partir de 50 simulations numériques

$$\hat{p}(x) = \frac{1}{nh} \sum_{i=1}^n I \left( \left| \frac{x_i - x}{h} \right| \leq \frac{1}{2} \right) \quad (5.10)$$

où  $I(\cdot)$  représente la fonction indicatrice. Cette estimation est par construction non-continue. La méthode de lissage par noyaux repose sur le même principe que la méthode d'estimation par histogrammes mais a pour objectif supplémentaire de retrouver la continuité en associant à chaque observation de l'échantillon une loi de distribution  $K(x)$  centrée en  $x$ . La densité de probabilité  $\hat{p}(x)$  peut alors se voir comme le cumul des fonctions  $K(x)$  sur tout le domaine et est estimée en tout point selon l'équation 5.11 :

$$\hat{p}(x) = \frac{1}{nh} \sum_{i=1}^n K \left( \frac{x - x_i}{h} \right) \quad (5.11)$$

avec  $n$  le nombre de valeurs de l'échantillon,  $h$  paramètre de lissage et  $K$  la fonction noyau satisfaisant  $\int K(x) dx = 1$ . Généralement,  $K$  est choisie comme étant la densité d'une fonction gaussienne standard (espérance nulle et variance unitaire) :

$$K(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}x^2} \quad (5.12)$$

C'est notamment cette distribution qui est retenue par défaut dans Openturns (Phi-Meca, 2011). La méthode de construction de la densité de probabilité selon cette méthode est illustrée à la figure 5.14, sur laquelle on peut également voir l'influence du paramètre de lissage.

Ce dernier, qui détermine l'étendue du noyau de chaque côté de l'observation, est

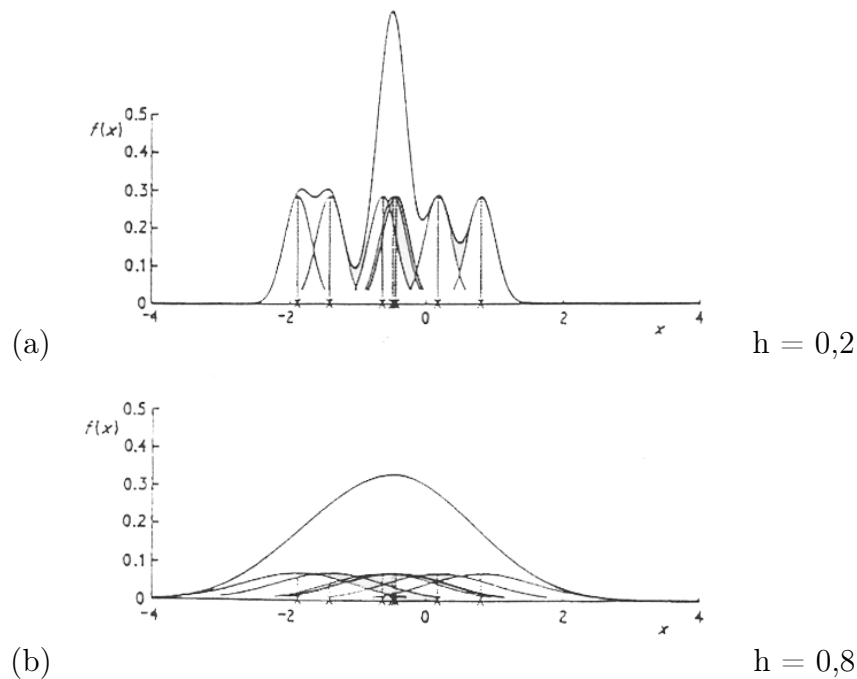


FIGURE 5.14 – Estimation d’une densité de probabilité par la méthode Kernel Smoothing avec un paramètre de lissage de (a) 0,2 et (b) 0,8 (Silverman, 1986)

en effet un facteur important de la qualité de l’estimation de la densité de probabilité. Plusieurs méthodes, présentées en détail par Wand et Jones (1995), permettent d’optimiser ce paramètre.

### 5.3.2.2.3 Ajustement selon une loi normale

En statistique élémentaire, effectuer un ajustement consiste à rechercher une fonction permettant d’expliquer le comportement d’une variable statistique  $x$ . Dans le cas présent, l’ajustement selon une loi normale va consister à voir si la distribution de sortie obtenue par le modèle mécano-fiabiliste et caractérisant la défaillance de la structure obéit à une loi normale dont la densité de probabilité est donnée par :

$$f(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (5.13)$$

et dont l’écart-type  $\sigma$  et l’espérance  $\mu$  sont déterminés à partir de l’échantillon de sortie du modèle.

### 5.3.2.3 Courbes de fragilité

Un calcul aux éléments finis, pour un jeu de variables aléatoires donné, durant dans notre cas entre 15 et 30 minutes selon les valeurs de ces variables, le calcul de probabilité est mené en ne considérant à chaque fois que les variables aléatoires ayant une influence sur le comportement de la structure au regard de l'état limite retenu afin de réduire le nombre de simulations et donc les temps de calcul, comme présenté au tableau 5.2.

TABLE 5.2 – Variables aléatoires prises en compte dans le modèle probabiliste suivant l'état limite considéré

Paramètre	Symbole	États limites		
		Fissuration du béton	Plastification des aciers	Rupture
Module d'Young du béton	$E_y^c$	oui	oui	oui
Limite en compression du béton	$f_c^c$	oui	oui	oui
Limite en traction du béton	$Y_1$	oui	oui	oui
Limite élastique de l'acier	$f_y^s$	non	oui	oui
Coefficient d'abattement de $f_y^s$	$Y_2$	non	oui	oui
Déformation ultime de l'acier	$\epsilon_u^s$	non	non	oui

Ayant rencontré de nombreuses difficultés de convergence du modèle dans le cadre de l'étude fiabiliste et les temps de calcul du modèle mécano-fiabiliste étant très importants, un modèle simplifié de type voile tel que présenté à la figure 5.15 a été également étudié. Comme le montrent les figures 5.16 et 5.17, les comportements et modes de rupture des modèles mur en L et voile sont similaires (dans la mesure où le sol est plutôt rigide et où donc les conditions aux limites peuvent être considérées comme étant de type encastrement total).

Plusieurs courbes de fragilité ont ainsi été établies pour différents états limites selon la méthode Kernel Smoothing, préconisée par Favier (2014a) au regard du nombre de simulations retenu ici (entre 50 et 250) pour rester dans un temps de calcul raisonnable. L'obtention de telles courbes de fragilité est présentée pour l'état limite de fissuration du béton et pour les deux types de structures mur en L et voile.

La méthode Kernel Smoothing permet d'obtenir la fonction de distribution des pressions conduisant à l'état limite recherché (figures 5.18a pour le mur en L et b pour le voile). Les courbes de fragilité présentées aux figures 5.18c et d sont ensuite obtenues par intégration de la densité de probabilité. Ces courbes sont comparées aux fonctions de répartition obtenues empiriquement et par approximation selon une loi normale (figure

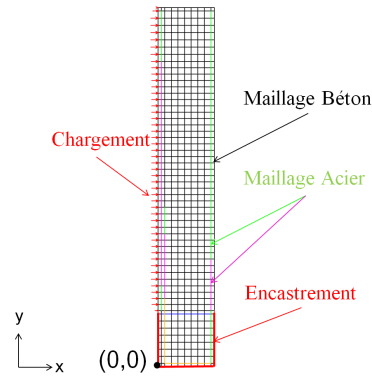


FIGURE 5.15 – Modèle de la structure en forme de voile prise en compte dans le cadre de l'étude de fiabilité

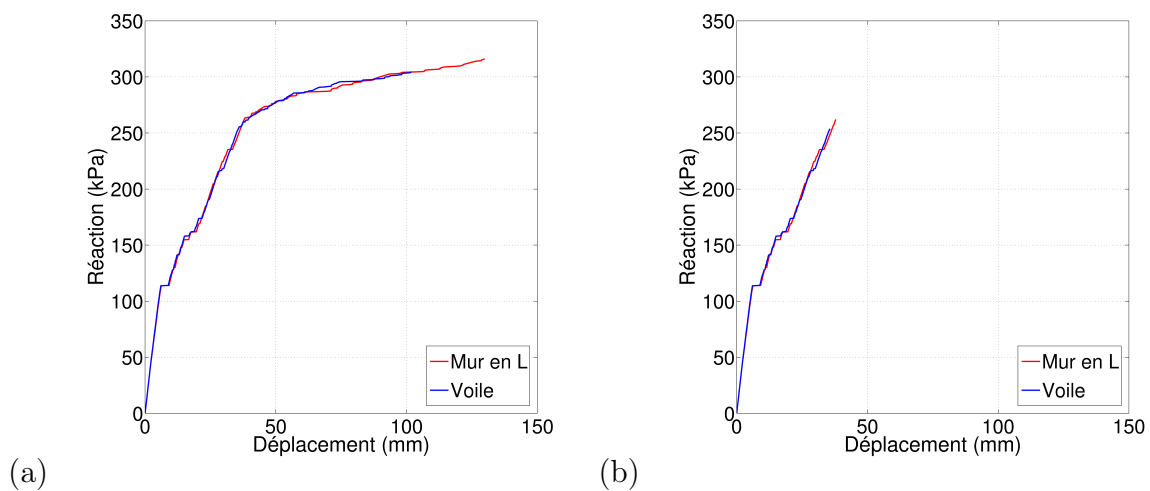


FIGURE 5.16 – Résultats de tests *pushover* obtenus avec d'une part le modèle du mur en L et d'autre part le modèle de voile, (a) sans condition d'arrêt et (b) avec un arrêt à 90 % de la limite ultime de l'acier et de la déformation ultime du béton en compression

5.19). Les résultats obtenus sont relativement similaires. La méthode Kernel Smoothing permet toutefois d'obtenir des queues de distribution plus proches de celles décrites empiriquement que la méthode d'ajustement selon une loi normale.

Alors que le passage de 50 à 150 simulations permet d'obtenir une courbe de fragilité plus proche de celle considérée ici comme étant la référence et obtenue à partir de 500 simulations, le passage de 250 à 350 ou 500 simulations ne présente pas réellement d'intérêt eu égard au temps de calcul. A noter également que le passage de 150 à 250 simulations s'accompagne d'un changement de méthode de calcul de la largeur de bande. Les courbes de fragilité retenues *in fine* pour le critère de défaillance correspondant à l'initiation de fissures dans le béton sont celles obtenues sur la base de 150 simulations (soit 50 simulations par variable aléatoire) afin de limiter le temps de calcul.



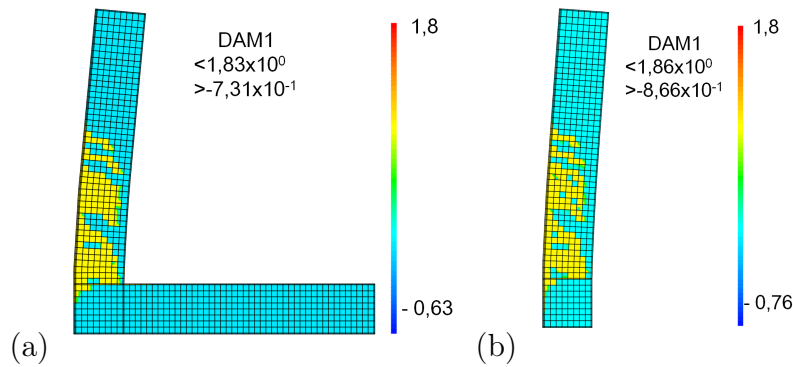


FIGURE 5.17 – État de fissuration de la structure de type (a) mur en L et (b) voile au dernier pas convergé

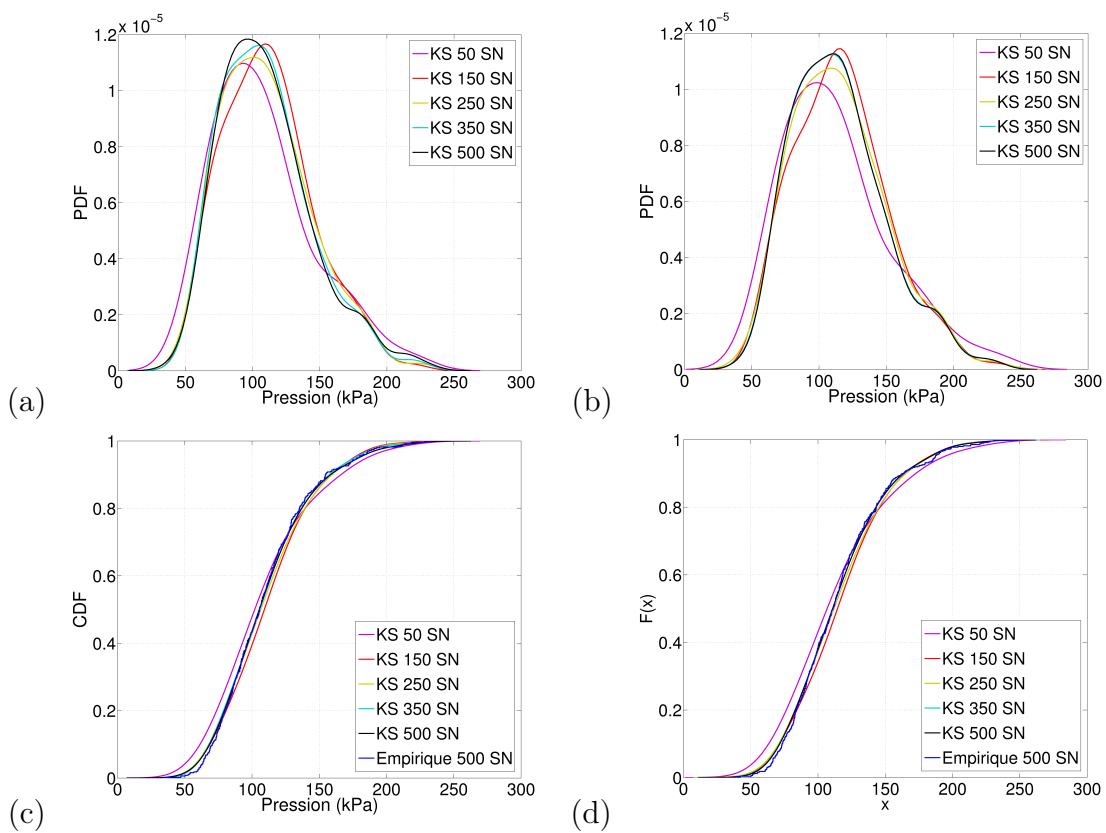


FIGURE 5.18 – (a), (b) Densités de probabilité de défaillance obtenues par la méthode Kernel Smoothing sur la base de différents calculs aux EF pour les structures de type (a) mur en L et (b) voile pour l'état limite de fissuration du béton et (c), (d) fonctions de répartition correspondantes comparées à celles obtenues empiriquement sur la base de 500 simulations aux EF respectivement pour les structures mur en L et voile

On constate par ailleurs que les courbes de fragilité obtenues pour les structures de types mur en L et voile sont relativement similaires même si la structure voile conduit à des pressions de défaillance légèrement plus élevées.

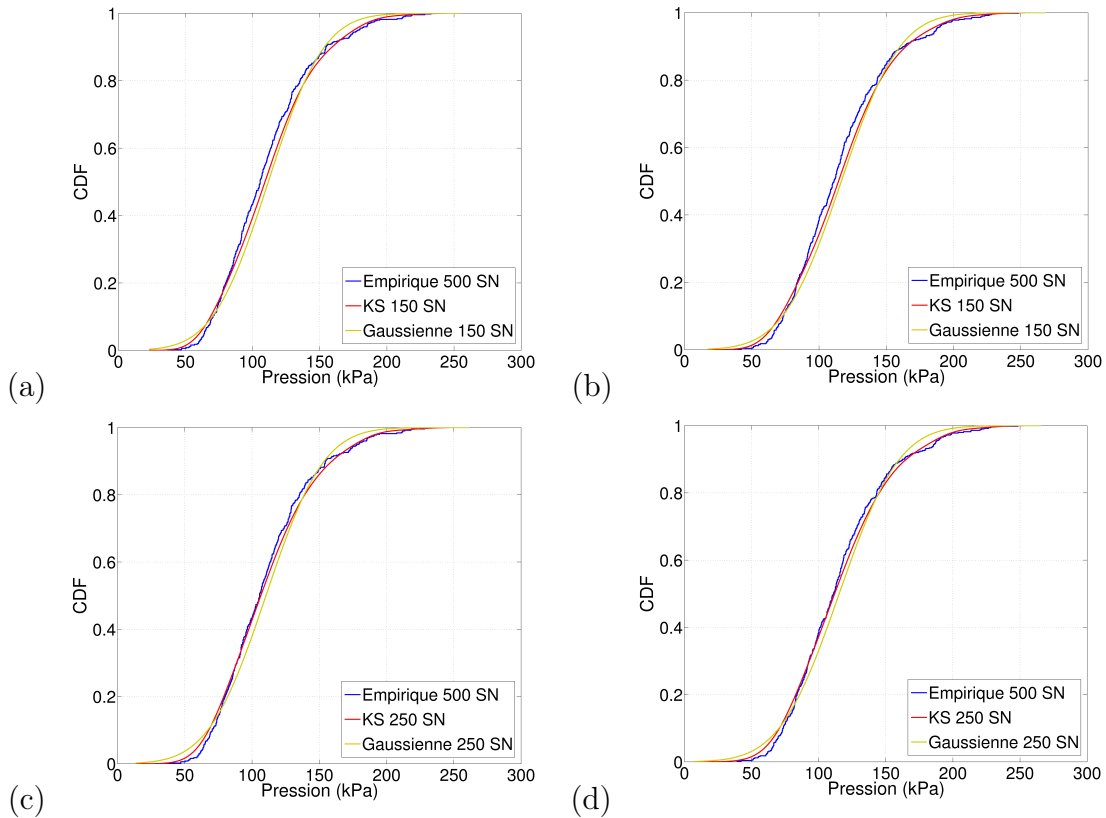


FIGURE 5.19 – Comparaison des courbes de fragilité obtenues pour l'état limite de fissuration du béton par les méthodes Kernel Smoothing et par une approximation loi normale sur la base de (a), (b) 150 et (c), (d) 250 simulations aux EF pour les structures mur en L en (a) et (c) et voile en (b) et (d)

Une synthèse des courbes de fragilité obtenues pour différents états de la structure est présentée à la figure 5.20 et les caractéristiques liées aux différents calculs menés avec la méthode Kernel Smoothing sont récapitulées au tableau 5.3. La courbe de fragilité obtenue pour la structure de type mur en L (ou dent) et un état limite correspondant à l'atteinte de 90 % de la contrainte ultime dans l'acier ou de la déformation ultime dans le béton chevauche celles obtenues pour un état limite correspondant au début de plastification des armatures. Cela est dû au fait que la première courbe est issue d'un nombre insuffisant de simulations numériques (50 au lieu de 300 nécessaires pour pouvoir prétendre comparer ces courbes entre elles) qui conduit à rendre moins précises les queues de distribution.

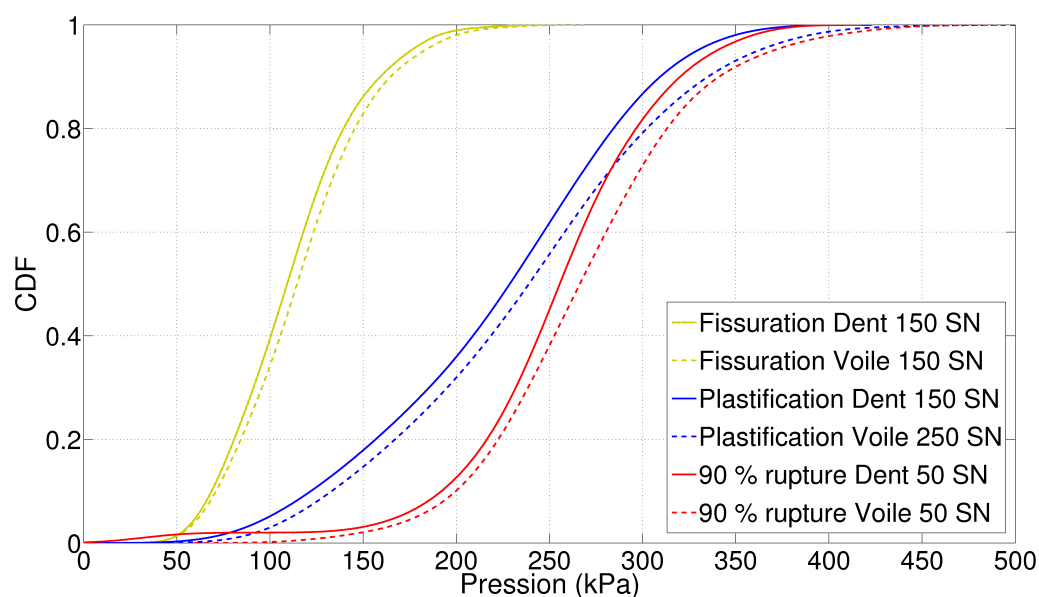


FIGURE 5.20 – Courbes de fragilité obtenues par la méthode Kernel Smoothing pour différents états limites

TABLE 5.3 – Caractéristiques des différents calculs Kernel Smoothing

État limite	Structure	Nombre de simulations EF	Moyenne en kPa	Largeur de bande en kPa	Temps CPU
Élastique	Dent	50	107,9	16,943	1 j 01 h 14 mn
		150	111,7	11,962	3 j 01 h 08 mn
		250	110,3	11,192	3 j 23 h 16 mn
		350	109,5	10,382	6 j 15 h 41 mn
		500	110,0	9,936	8 j 18 h 00 mn
	Voile	50	112,7	17,875	15 h 16 mn
		150	116,6	12,534	1 j 23 h 13 mn
		250	115,3	11,607	3 j 00 h 54 mn
		350	114,6	10,710	4 j 07 h 32 mn
		500	115,2	10,380	6 j 01 h 16 mn
Plastification	Dent	100	205,7	28,883	3 j 04 h 07 mn
	Voile	250	236,9	23,865	5 j 03 h 42 mn
Rupture	Dent	50	246,4	19,521	1 j 10 h 14 mn
	Voile	50	261,9	24,623	21 h 08 mn

### 5.3.3 Comparaison structure de protection - bâti

La courbe de fragilité obtenue pour l'ouvrage de protection de type mur en L et un critère de défaillance correspondant à l'atteinte de la plasticité des armatures est comparée aux courbes de fragilité obtenues par Favier *et al.* (2014) pour différentes structures de type bâti, dont les conditions aux limites varient, et un critère de défaillance similaire (figure 5.21). Comme pour les courbes de vulnérabilité, la défaillance de l'ouvrage de protection est obtenue pour des pressions plus élevées que celles conduisant à la ruine des structures

de type bâti. Dans certains cas, les écarts sont toutefois moindres que ceux observés pour les courbes de vulnérabilité et s'expliquent par des conditions aux limites très rigides. La courbe du bâti conduisant aux pressions de défaillance les plus élevées correspond par exemple à une habitation dont la façade exposée a ses quatre côtés encastrés. On observe également un étalement de la courbe de fragilité plus important pour l'ouvrage de protection que pour le bâti. Ceci s'explique vraisemblablement par le fait que, pour l'ouvrage de protection, des incertitudes importantes sur la limite en traction du béton et les limites de l'acier ont été prises en compte (incertitudes sur les paramètres couplées à des incertitudes sur les équations). L'utilisation de ces courbes dans le cadre de l'analyse de risque permettra de préciser l'influence de la vulnérabilité des différents enjeux sur le calcul final de risque.

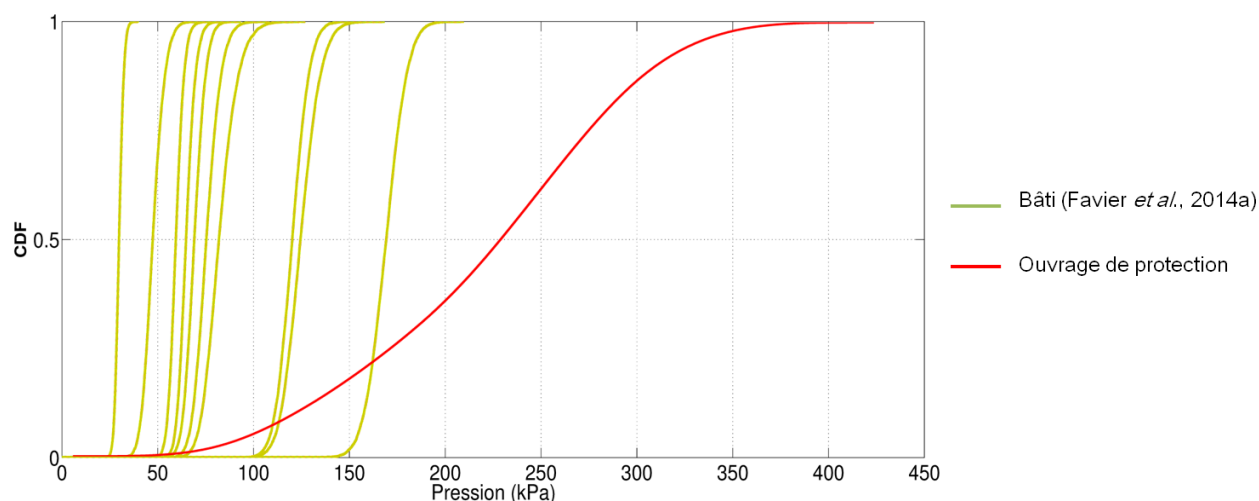


FIGURE 5.21 – Comparaison des courbes de fragilité obtenues pour la structure de protection avec des courbes de fragilité de bâti (Favier *et al.*, 2014)

## 5.4 Conclusion

Dans le but d'étudier le comportement et la vulnérabilité d'une structure de protection paravalanche, une étude mécano-fiabiliste est proposée. Un modèle mécanique basé sur la méthode des éléments finis est utilisé pour simuler la réponse mécanique de la structure et évaluer son niveau de dommage sous sollicitation avalancheuse. Un tel modèle permet de préciser de façon déterministe la vulnérabilité de la structure en fonction de l'intensité de la sollicitation pour différents états limites qui peuvent être l'atteinte de la limite d'élasticité de la structure, le début de plastification des aciers ou encore l'atteinte des

limites ultimes des matériaux. La vulnérabilité est dans ce cas caractérisée par un indice de dommage défini ici comme étant le rapport entre le déplacement maximal observé pour une intensité d'aléa donné et le déplacement ultime attendu à l'état limite considéré. Une étude paramétrique portant sur les caractéristiques de la structure a permis de montrer la forte influence de l'épaisseur du voile et du taux de renfort en armatures sur la vulnérabilité de l'ouvrage. Un modèle fiabiliste couplé au modèle déterministe permet ensuite le calcul de probabilité de défaillance de la structure en prenant en compte les incertitudes liées aux caractéristiques des matériaux. Des courbes de fragilité sont ainsi établies pour différents états limites qui pourront *in fine* être utilisées à des fins d'analyse de risque. Le risque de défaillance de la structure sera dans ce cas obtenu en croisant d'une part la vulnérabilité de la structure exprimée sous forme de probabilité de défaillance et d'autre part l'intensité de l'aléa exprimée sous forme de fréquence de retour de l'aléa. La prise en compte d'autres sources d'incertitudes comme celles liées au modèle mécanique constitue une perspective à ce travail. D'autres méthodes de calcul de probabilité telles que le développement de Taylor par exemple seront aussi testées afin de réduire les temps de calcul de probabilité.

# Conclusion générale

---

Plusieurs événements survenus ces dernières décennies (1970 à Val d'Isère, 1999 à Montroc, 2008 dans le Queyras et le Mercantour) ont montré la nécessité d'améliorer la manière de prendre en compte le risque avalancheux dans la gestion du territoire. Afin de réduire ce risque, une des solutions les plus satisfaisantes est bien entendu de limiter, voire interdire, les constructions dans les zones à risque. Cependant, la pression urbaine en montagne ne va pas dans le sens de ce principe de précaution et des ouvrages de protection dédiés doivent être construits pour pallier les dangers. Dans ce travail doctoral, les ouvrages de protection permanents construits en béton armé ont été analysés. Leur dimensionnement reste encore aujourd'hui une question ouverte principalement à cause d'une méconnaissance certaine de la sollicitation avalancheuse. Une analyse bibliographique a montré que malheureusement, dans ce contexte d'aléa, très peu d'études portent sur ce type d'ouvrages soumis à de fortes sollicitations. De plus, les études réalisées ne proposent pas de courbes de vulnérabilité qui, compte tenu du développement des méthodes d'analyse de risque, deviennent aujourd'hui quasi nécessaires. Cette étude s'est donc portée sur la modélisation d'une structure de protection paravalanche de type mur en L en béton armé située à Taconnaz, près de Chamonix, l'objectif étant de mieux comprendre le comportement de telles structures en béton armé soumises à des sollicitations avalancheuses et de proposer des méthodes pour l'évaluation de leur vulnérabilité physique.

Un modèle numérique de la structure a été proposé et calibré sur des résultats expérimentaux issus d'un test *pushover* réalisé sur un modèle réduit. Notre choix s'est porté sur une modélisation selon la méthode des éléments finis qui permet de prendre en compte d'une part les non linéarités liées aux matériaux constituant la structure (béton et acier) mais également la variation temporelle du chargement. Plusieurs lois de comportement du béton basées sur les théories de la plasticité et/ou de l'endommagement (modèles CEA, BETON\_INSA, Mazars et Ricrag) ont été testées afin de reproduire le plus exactement possible les résultats du test expérimental quasi-statique monotone. Une étude paramétrique portant sur les caractéristiques des matériaux (paramètres élastiques, résistances, déformations ultimes, *etc.*) ainsi que sur la sensibilité du modèle (type et nombre d'éléments finis, nombre d'incrémentes de calcul et nombre d'itérations au sein de la méthode de Newton-Raphson, *etc.*) a été réalisée pour chaque loi afin de caler ces modèles à l'échelle d'une part de l'élément fini et d'autre part de la structure. Des versions régularisées ou non locales de ces modèles ont également fait l'objet de simulations. Au final, seuls deux modèles sur les quatre (modèles CEA et de Mazars) ont permis de converger vers l'état

final de la structure. Le modèle CEA a été retenu en raison principalement d'un temps de calcul moins important permettant par la suite d'une part d'effectuer des études paramétriques et d'autre part de dériver des courbes de vulnérabilité et de fragilité. L'hypothèse d'adhérence parfaite acier-béton retenue dans le modèle a par ailleurs été discutée, en particulier pour tenter d'expliquer le choix des valeurs de paramètres d'entrée retenues afin de retrouver les résultats expérimentaux. Faute de temps, de plus amples investigations n'ont pas pu être conduites. Des développements numériques futurs pourront être effectués pour mieux caractériser l'effet de la perte d'adhérence sur la raideur globale de l'ouvrage en prenant en compte des lois d'adhérence pour modéliser la liaison acier-béton.

La seconde étape a consisté à étudier l'influence de la sollicitation avalancheuse sur le comportement de l'ouvrage. Deux types de signaux d'avalanches de neige dense ont été pris en compte : d'une part un signal synthétique triangulaire et d'autre part un signal filtré issu de données mesurées *in situ* sur un site expérimental dédié à l'étude des avalanches de neige. Une analyse modale de la structure a dans un premier temps permis de dégager les modes propres principaux de la structure et de déterminer un amortissement. Une analyse paramétrique portant sur le signal avalancheux a été réalisée et a montré l'importance du taux de chargement et de l'impulsion sur le comportement de la structure. Afin de caractériser proprement les différents types de réponses mécaniques à savoir quasi-statique, dynamique et impulsionnel, une approche diagramme pression-impulsion, utilisée jusqu'à présent principalement dans le domaine de l'explosion, a été mise en place. Des diagrammes ont ainsi été obtenus d'une part pour la structure de protection de Tacconnaz mais également pour des structures plus souples de type poteaux-poutres pour différents isodommages. Ces diagrammes ont ensuite été comparés à des valeurs de pression et impulsion d'avalanches réelles. Alors que le comportement de l'ouvrage de protection étudié semblerait être de type quasi-statique sous sollicitation avalancheuse réelle, celui des structures poteaux-poutres serait plutôt dynamique. Il convient toutefois de rester prudent sur ce type de conclusion dans la mesure où les signaux avalancheux dépendent de nombreux facteurs tels que le type de l'avalanche (dense, poudreuse ou mixte), sa densité, la température, la présence de blocs de glace ou de pierres au sein de l'écoulement, *etc.* Ainsi, un dimensionnement adéquat d'une structure de protection qu'elle soit en béton armé ou construite avec une autre technologie, nécessite avant tout une bonne compréhension des phénomènes associés à la sollicitation. Ceci pilote les hypothèses de calculs à mettre en place pour conduire des simulations représentatives incorporant la "bonne physique". Par ailleurs, les couples pression-impulsion issus de mesures *in situ* qui ont été reportés sur les diagrammes correspondent pour l'instant à des mesures ponctuelles c'est-à-dire enregistrées au niveau d'un capteur et donc à une hauteur donnée de l'écoulement. Or, la

---

pression avalancheuse est variable dans l'espace et peut ainsi fluctuer de façon importante dans le sens de la hauteur. Le calcul de l'impulsion est donc discutable. Dans le but d'une meilleure caractérisation d'une sollicitation avalancheuse, un futur axe de recherche en risque avalancheux serait peut être la mise en place de protocoles expérimentaux capables de mesurer de manière satisfaisante l'impulsion qu'est capable de produire une avalanche sur un obstacle (prise en compte de la variabilité spatiale).

Pour finir, l'étude s'est penchée sur l'évaluation de la vulnérabilité physique de l'ouvrage de protection et l'établissement de courbes de vulnérabilité (approche déterministe) et de fragilité (approche probabiliste). Des courbes de vulnérabilité ont été établies en définissant comme indice global de dommage le rapport entre le déplacement maximal observé pour une pression maximale du signal avalancheux donnée et le déplacement ultime observé à la ruine de l'ouvrage. Dans un premier temps, une étude paramétrique portant sur les propriétés de la structure a permis de montrer l'influence de l'épaisseur du voile et du taux de renfort en armatures d'acier sur la vulnérabilité de l'ouvrage. Une comparaison des courbes de vulnérabilité obtenues avec d'autres issues de la littérature a montré que ces courbes peuvent être notablement différentes en fonction de l'ouvrage étudié (structure de protection et bâti par exemple). Les courbes de vulnérabilité proposées dans ce manuscrit complètent ainsi celles déjà proposées par ailleurs dans la littérature (en particulier pour le bâti). Leur utilisation dans le cadre de l'analyse de risque permettra de mieux préciser l'impact de la description de la vulnérabilité des enjeux et moyens de protection sur le calcul final du risque. La construction de courbes de fragilité a également été proposée. Un modèle mécano-fiabiliste a été établi afin de propager dans le modèle les incertitudes portant sur les caractéristiques des matériaux. Les distributions des variables aléatoires sont tirées principalement de la littérature. Trois méthodes ont été proposées pour la construction de courbes de fragilité (empirique, lissage par noyaux et ajustement selon une loi normale). La comparaison de chaque méthode indique que ces approches donnent des résultats très similaires. La méthode de lissage par noyaux permet à moindre coût d'obtenir une approximation satisfaisante et décrivant les queues de distributions de manière plus fidèle que la méthode utilisant l'ajustement par loi normale. *In fine*, la méthode du lissage par noyaux a permis de proposer trois courbes de fragilité associées à trois états limites caractérisant l'état de dommage de la structure. Toutefois, ces courbes sont établies sur la base d'un nombre de simulations plus ou moins important suivant les cas. En effet, pour calculer une probabilité de défaillance de la structure pour une pression d'aléa donnée, le modèle fiabiliste fait appel au modèle mécanique une multitude de fois. Or, suivant les valeurs de ces variables, il arrive que le modèle mécanique diverge et que la procédure de calcul de la probabilité s'arrête. Dans ces cas, le nombre de simulations a



dû être diminué pour aboutir à un résultat. Afin de pallier ces difficultés, une piste d'exploration serait de proposer des modèles alternatifs moins coûteux en temps de calcul. Par exemple, l'analogie masse-ressort, grandement utilisée pour modéliser des structures soumises à des sollicitations de type explosion, est une piste digne d'intérêt. En outre, une autre solution alternative serait également l'emploi de la méthode des surfaces de réponse. Ces approches consistent à créer un méta-modèle, beaucoup moins coûteux en temps de calcul donc qui permet d'effectuer rapidement des études fiabilistes, capable de se substituer au modèle initial trop lourd en temps de calcul. Ce méta-modèle est créé à partir d'un nombre limité d'appels au modèle initial.

# Bibliographie

- ACI (1999). *American Concrete Institute Building Code Requirements for Structural Concrete*. ACI 318-99.
- ACI, C. . (1984). State of the art report on high strength concrete, ACI-363R-84. *ACI Journal Proceedings*, 81(4):364–411.
- ADÉLAÏDE, L., RICHARD, B., RAGUENEAU, F. et CREMONA, C. (2012). A simplified numerical approach of global behaviour of RC beams degraded by corrosion. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16:414–439.
- AHMAD, S. et SHAH, S. (1985). Structural properties of high strength concrete and its implications for precast prestressed concrete. *PCI Journal*, 30(6):92–119.
- ALP'GÉORISQUES et GRAPHIES (2005). *Les avalanches*. Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable.
- ANCEY, C. (2006). *Dynamique des avalanches*. Presses polytechniques et universitaires romandes.
- ANCEY, C. et CHARLIER, C. (1996). Quelques réflexions autour de la classification des avalanches / Some thoughts on a classification of avalanches. *Revue de Géographie Alpine*, 84:9–21.
- ANCEY, C., RAPIN, F., MARTIN, E., COLEOU, C., NAAÏM, M. et BRUGNOT, G. (2000). L'avalanche de Péclore du 9 février 1999. *La Houille Blanche*, 5:45–53.
- ARNALDS, D., JONASSON, K. et SIGUROSSON, S. (2004). Avalanche hazard zoning in Iceland based on individual risk. *Annals of Glaciology*, 38:285–290. International Symposium on Snow and Avalanches, Davos, Switzerland.
- BAHN, B. et HSU, T. (1998). Stress-Strain behavior of concrete under cyclic loading. *ACI Material Journal*, 95:178–193.
- BARBOLINI, M., CAPPABIANCA, F. et SAILER, R. (2004a). Empirical estimate of vulnerability relations for use in snow avalanche risk assessment. *Risk Analysis IV*, 9:533–542.
- BARBOLINI, M., CAPPABIANCA, F. et SAVI, F. (2004b). Risk assessment in avalanche-prone areas. *Annals of Glaciology*, 38:115–122.
- BAROUDI, D., SOVILLA, B. et THIBERT, E. (2011). Effects of flow regime and sensor geometry on snow avalanche impact-pressure measurements. *Journal of Glaciology*, 57(202):277–288.
- BATHE, K. (1982). *Finite element procedures in engineering analysis*. Prentice-Hall.

- BAZANT, Z. P. (1984). Size effect in blunt fracture : concrete, rock, metal. *Journal of Engineering Mechanics*, 110:518–535.
- BAZANT, Z. P., ASCE, F. et DEDOLIN, L. (1983). Finite Element Modeling of crack band propagation. *Journal of Structural Engineering*, 109:69–92.
- BAZANT, Z. P. et OH, B. H. (1983). Crack band theory for fracture of concrete. *Material and Structures*, 93(16):155–177.
- BELLOT, H., NAAÏM-BOUVET, F., CACCAMO, P., FAUG, T. et OUSSET, F. (2013). Taconnaz avalanche path : pressure and velocity measurements on breaking mounds. In *International Snow Science Workshop*, pages 1378–1383, Grenoble - Chamonix Mont-Blanc.
- BERTHET-RAMBAUD, P. (1999). Endommagement des bâtiments soumis aux avalanches : Réflexions sur un modèle d'évaluation pour la gestion des risques naturels. Mémoire de D.E.A., ENTPE.
- BERTHET-RAMBAUD, P. (2004). *Structures rigides soumises aux avalanches et chutes de blocs : modélisation du comportement mécanique et caractérisation de l'interaction "phénomène-ouvrage"*. Thèse de doctorat, Université Grenoble 1 - Joseph Fourier.
- BERTHET-RAMBAUD, P., LIMAM, A., BAROUDI, D., THIBERT, E. et TAILLANDIER, J.-M. (2008). Characterization of avalanche loading on impacted structures : a new approach based on inverse analysis. *Journal of Glaciology*, 54:324–332.
- BERTHET-RAMBAUD, P., LIMAM, A., ROENELLE, P., RAPIN, F. et TACNET, J.-M. (2007). Avalanche action on rigid structures : Back-analysis of Taconnaz deflective wall's collapse in February 1999. *Cold Regions Science and Technology*, 47:16–31.
- BERTHET-RAMBAUD, P., THIBERT, E., TAILLANDIER, J.-M. et LIMAM, A. (2005). Evaluation de la sollicitation d'une avalanche sur les ouvrages à partir de l'analyse en retour des dommages de structures réelles ou expérimentales. In *XXIII<sup>èmes</sup> Rencontres universitaires de l'Association Universitaire de Génie Civil*.
- BERTRAND, D., NAAÏM, M. et BRUN, M. (2010). Physical vulnerability of reinforced concrete buildings impacted by snow avalanches. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 10:1531–1545.
- BIGGS, J. (1964). *Introduction to structural dynamics*. McGraw-Hill.
- BISCHOFF, P. et PERRY, S. (1991). Compressive behaviour of concrete at high strain rates. *Materials and Structures*, 24:425–450.
- BONNEVIE, C., BERTHET-RAMBAUD, P. et NICOT, F. (2003). Evaluation de la vulnérabilité associée aux bâtiments en maçonnerie soumis à l'action d'une avalanche. *Revue Française de Génie Civil*, 7:1349–1378.
- BOTTONI, M. et MICHEL-PONNELLE, S. (2009). Code ASTER - Modèle d'endommagement de Mazars. Document R7.01.08, EDF.

- BOUCHET, A. (2003). *Etude expérimentale des avalanches de neige sèche*. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble.
- BOUCHET, A., NAAIM, M., BELLOT, H. et OUSSET, F. (2004). Experimental study of dense snow avalanches : velocity profiles in steady and fully developed flows. *Annals of Glaciology*, 38:30–34.
- BRUN, M. (2002). *Contribution à l'étude des effets endommageants des séismes proches et lointains sur des voiles en béton armé : Approche simplifiée couplant la dégradation des caractéristiques dynamiques avec un indicateur de dommage*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées, Lyon.
- BRUN, M., LABBE, P., BERTRAND, D. et COURTOIS, A. (2011). Pseudo-dynamic tests on low-rise shear walls and simplified model based on the structural frequency drift. *Engineering Structures*, 33:796–812.
- BRUN, M., REYNOUARD, J.-M. et JEZEQUEL, L. (2003). A simple shear wall model taking into account stiffness degradation. *Engineering Structures*, 25:1–9.
- BUI, T., LIMAM, A., BERTRAND, D. et FERRIER, E. (2009). Comportement des voiles en maçonnerie soumis à des chargements hors plan : Approche expérimentale et numérique par la méthode des éléments distincts. In *27<sup>èmes</sup> Rencontres universitaires de l'Association Universitaire de Génie Civil*, Saint-Malo.
- BURG, R. et OST, B. (1992). Engineering properties of commercially available high-strength concretes. *Research and Development Bulletin RD104.01T, Portland Cement Association, Shokie*.
- CACCAMO, P. (2012). *Experimental study of the influence of protection structures on avalanches and impact pressures*. Thèse de doctorat, Université de Grenoble, spécialité : Sciences de la Terre, de l'Univers et de l'Environnement.
- CACCAMO, P., CHANUT, B., FAUG, T., BELLOT, H. et NAAÏM-BOUVET, F. (2012). Small-scale tests to investigate the dynamics of finite-sized dry granular avalanches and forces on a wall-like obstacle. *Granular Matter*, 14:577–587.
- CALVO, B. et SAVI, F. (2009). A real-world application of Monte Carlo procedure for debris flow risk assessment. *Computers & Geosciences*, 35:967–977.
- CARNEIRO, F. et BARCELLOS, A. (1953). Tensile strength of concretes. *RILEM Bulletin*, 13:97–123.
- CARRASQUILLO, R., NILSON, A. et SLATE, F. (1981). Properties of high strength concrete subject to short-term loads. *ACI Journal Proceedings*, 78(3):171–178.
- CARTA, G. et STOCHINO, F. (2013). Theoretical models to predict the flexural failure of reinforced concrete beams under blast loads. *Engineering Structures*, 49:306–315.
- CEB (1978). *CEB/FIP Model Code for Concrete Structures*. CEB Bulletins. Comité Euro-International du Béton.

- CEB (Août 1989). *Concrete structures under impact and impulsive loading - Synthesis report*.
- CEN (2005). *Eurocode 2 : Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings*. BSI.
- CHARRAS, T. et DI PAOLA, F. (2011). La procédure Pas à Pas. Documentation Cast3M [www-cast3m.cea.fr](http://www-cast3m.cea.fr), Commissariat à l'Energie Atomique, Saclay.
- CHOPRA, K. (1995). *Dynamics of structures : Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall.
- COLOMBO, M. et MARTINELLI, P. (2012). Pressure-impulse diagrams for RC and FRC circular plates under blast loads. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16(7):837–862.
- CUNDALL, P. et STRACK, O. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies. *Geotechnique*, 29(1):47–65.
- DAUDON, D., BAROTH, J., Y., M., PERROTIN, P. et MOMMESSIN, M. (2013). Sensitivity of a reinforced concrete protective gallery under a snow avalanche loading. *Structural Safety*, 441:47–56.
- DE BORST, R., REMMERS, J., NEEDLEMAN, A. et ABELLAN, M. A. (2004). Discrete vs smeared crack models for concrete fracture : bridging the gap. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 28:583–607.
- DECK, O. et VERDEL, T. (2012). *Risk Management for the Future - Theory and Cases*, chapitre Uncertainties and Risk Analysis Related to Geohazards : From Practical Applications to Researchs Trends, pages 159–184. Dr Jan Emblemssvag.
- DHATT, G. et TOUZOT, G. (1981). *Une présentation de la méthode des éléments finis - 2<sup>ème</sup> édition*. Maloine S.A.
- DI PRISCO, M. et MAZARS, J. (1996). "crush-crack" : a non-local damage model for concrete. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials Journal*, 1:321–347.
- ECKERT, N., COLEOU, C., CASTEBRUNET, H., DESCHATRES, M., GIRAUD, G. et GAUME, J. (2010a). Cross-comparison of meteorological and avalanche data for characterising avalanche cycles : The example of December 2008 in the eastern part of the French Alps. *Cold Regions Science and Technology*, 64:119–136.
- ECKERT, N., KEYLOCK, C., BERTRAND, D., PARENT, E., FAUG, T., FAVIER, P. et NAAIM, M. (2012). Quantitative risk and optimal design approaches in the snow avalanche field : Review and extensions. *Cold Regions Science and Technology*, 79-80:1–19.
- ECKERT, N., NAAIM, M. et PARENT, E. (2010b). Long-term avalanche hazard assessment with a Bayesian depth-averaged propagation model. *Journal of Glaciology*, 56(198):563–586.

- ECKERT, N., PARENT, E., BÉLANGER, L. et GARCIA, S. (2007). Hierarchical Bayesian modelling for spatial analysis of the number of avalanche occurrences at the scale of the township. *Cold Regions Science and Technology*, 50:97–112.
- ECKERT, N., PARENT, E., NAAÏM, M. et RICHARD, D. (2010c). Prédétermination et calcul de risque dans le cas des avalanches : avantages et limites des méthodes utilisées en ingénierie et perspectives d’avenir. *Sciences Eaux et Territoires*, 2:26–35.
- ELLINGWOOD, B. (2001). Earthquake risk assessment of building structures. *Reliability Engineering and System Safety*, 74:251–262.
- EQUIPEMENT (2000). *Règles BAEL 91 révisées 99, DTU P 18-702 - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*. CSTB (et Eyrolles).
- FAIVRE, R., IOOSS, B., MAHÉVAS, S., MAKOWSKI, D. et MONOD, H. (2013). *Analyse de sensibilité et exploration de modèles. Application aux sciences de la nature et de l’environnement*. Editions Quae.
- FARDIS, M. et PANAGIOTAKOS, T. (1997). Seismic design and response of bare and masonry-infilled reinforced concrete buildings. Part I; Bare structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 1(1):219–256.
- FAUG, T., BEGUIN, R., CHANUT, B., NAAÏM, M. et THIBERT, E. (2010). A simple analytical model for pressure on obstacles induced by snow avalanches. *Annals of Glaciology*, 51:1–8.
- FAUG, T., NAAÏM, M. et NAAÏM-BOUVET, F. (2004). Experimental and numerical study of granular flow and fence interaction. *Annals of Glaciology*, 38:135–138.
- FAVIER, P. (2014a). *Une approche intégrée du risque avalanche : quantification de la vulnérabilité physique et humaine et optimisation des structures de protection*. Thèse de doctorat, Université de Grenoble.
- FAVIER, P. (2014b). Sensitivity of avalanche risk to vulnerability relations. *Cold Regions Science and Technology*, 108:163–177.
- FAVIER, P., BERTRAND, D., ECKERT, N. et NAAÏM, M. (2014). A reliability assessment of physical vulnerability of reinforced concrete walls loaded by snow avalanches. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 14:689–704.
- FAVRE, R., JACCOUD, J., BURDET, O. et CHARIF, H. (1990). *Dimensionnement des structures en béton - Aptitude au service et éléments de structures*. Presses Polytech. et Univ. Romandes.
- FEENSTRA, P. H. et DE BORST, R. (1995). Constitutive model for reinforced concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 121(5):587–595.
- FRIED, I. (1979). *Numerical solution of differential equations*. Academic Press, New York.

- FUCHS, S. et BRÜNDL, M. (2005). Damage potential and losses resulting from snow avalanches in settlements in the Canton of Grisons, Switzerland. *Natural Hazards*, 34:53–69.
- FUCHS, S., THÖNI, M., MCALPIN, M. C., GRUBER, U. et BRÜNDL, M. (2007). Avalanche hazard mitigation strategies assessed by cost effectiveness analyses and cost benefit analyses - evidence from Davos, Switzerland. *Natural Hazards*, 41:113–129.
- GALLITRE, E. (2008). *Fissuration des voiles courts en béton armé soumis à des sollicitations sismiques - Evaluation des ouvertures de fissures : contribution à l'amélioration des connaissances, des données expérimentales aux pratiques d'ingénierie*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées, Lyon.
- GATUINGT, F. et PIJAUDIER-CABOT, G. (2002). Coupled damage and plasticity modeling in transient dynamic analysis of concrete. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 26:1–24.
- GAUCHER, R., PASQUIER, X., BONNEFOY, M., ESCANDE, S., ECKERT, N. et DESCHÂTRES, M. (2009). Quelques exemples d'avalanches exceptionnelles. *Neige et Avalanches*, 126:10–19.
- GAUER, P. et KRISTENSEN, K. (2013). 40 years of NGI's full-scale avalanche test-site Ryggfonn. In *International Snow Science Workshop*, pages 1366–1371, Grenoble - Chamonix Mont-Blanc.
- GIVRY, M. et PERFETINI, P. (2004). *Construire en montagne : la prise en compte du risque d'avalanche*. Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable, [www.marc-givry-architecte.org](http://www.marc-givry-architecte.org).
- GRANJU, J. L. (2012). *Béton armé - Théorie et Applications selon l'Eurocode 2*. Eyrolles.
- GUBLER, H., HILLER, M., KLAUSEGGER, G. et SUTER, U. (1986). Messungen an Fliesslawinen. Zwischenbericht. *Mitteilung des Eigenössischen Institutes für Schnee und Lawinenforschung*, 41:69p.
- HILLERBORG, A., MODEER, M. et PETERSSON, P. (1976). Analysis of crack formation and growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 6:773–782.
- HOLZINGER, G. et HUBL, J. (2004). Impact forces on a debris flow breaker derived from laboratory experiments. *Interpraevent*, 3:24–27.
- ILE, N. (2000). *Contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique. Apport de l'expérimentation et de la modélisation à la conception*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées, Lyon.
- ILE, N. et REYNOUARD, J. (2000). Nonlinear analysis of reinforced concrete shear wall under earthquake loading. *Journal of Earthquake Engineering*, 4:183–213.

- ILE, N. et REYNOUARD, J. (2005). Behaviour of U-shaped walls subjected to uniaxial and biaxial cyclic lateral loading. *Journal of Earthquake Engineering*, 9:67–94.
- ISSLER, D. (1999). European avalanche testsites : overview and analysis in view of coordinated experiments. *Mitteilungen* 59, pp 13-21, Eidgenössisches Institut für Schnee und Lawinenforschung, Davos.
- JARRY, F. (2011). 40 ans d'accidents d'avalanche... 40 ans de prévention. *Neige et Avalanches*, 135:18–22.
- JASON, L. (2004). *Relation endommagement perméabilité pour les bétons - Application aux calculs de structures*. Thèse de doctorat, Ecole Centrale, Nantes.
- JASON, L., HUERTA, A. et PIJAUDIER-CABOT, G. (2006). An elastic plastic damage formulation for concrete : application to elementary and structural tests. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 195(52):7077–7092.
- JCSS (2002). Probabilistic Model Code - Part III. Rapport technique, Joint Committee for Structural Safety.
- JOHANNESSON, T. et ARNALDS, P. (2001). Accidents and economic damage due to snow avalanches and landslides in Iceland. *Jökull*, 50:81–94.
- JONASSON, K., SIGUROSSON, S. et ARNALDS, P. (1999). Estimation of avalanche risk. Report R99001-URO, Reykjavik, Veourstofu Islands.
- KAPPOS, A. (1997). Influence of capacity design method on the seismic response of R/C columns. *Journal of Earthquake Engineering*, 1(2):314–399.
- KAPPOS, A. et PANAGOPOULOS, G. (2010). Fragility curves for reinforced concrete buildings in Greece. *Structural and Infrastructure Engineering*, 6(1-2):39–53.
- KATO, B. (1979). Mechanical properties of steel under load cycles idealizing seismic actions. In *Symposium AICAP-CEB, Structures en béton sous actions sismiques*, volume 1, Rome.
- KELLIHER, D. et SUTTON-SWABY, K. (2012). Stochastic representation of blast load damage in a reinforced concrete building. *Structural Safety*, 34:407–417.
- KEYLOCK, J. et BARBOLINI, M. (2001). Snow avalanche impact pressure - vulnerability relations for use in risk assessment. *Canadian Geotechnical Journal*, 38:227–238.
- KOTRONIS, P. (2000). *Cisaillement dynamique de murs en béton armé. Modèles simplifiés 2D et 3D*. Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan.
- KRAUTHAMMER, T., ASTARLIOGLU, S., BLASKO, J., SOH, T. et NG, P. (2008). Pressure-Impulse diagrams for the behavior assessment of structural components. *International Journal of Impact Engineering*, 35(8):771–783.



- LA BORDERIE, C. (1991). *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : Modélisation et application à l'analyse des structures en béton*. Thèse de doctorat, Université Paris VI, Paris, France.
- LAGAROS, N. (2008). Probabilistic fragility analysis : A tool for assessing design rules of RC buildings. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 7:45–56.
- LEMAIRE, M. (2005). *Fiabilité des structures - Couplage mécano-fiabiliste statique*. Hermes Sciences Publications.
- LEMAÎTRE, J. et CHABOCHE, J. (1985). *Mécanique des Matériaux Solides*. Dunod.
- LEONE, F., COLAS, A., GARCIN, Y., ECKERT, N., JOMELLI, V. et GHERARDI, M. (2014). Le risque avalanche sur le réseau routier alpin français - Evaluation des impacts et cartographie de la perte d'accessibilité territoriale. *Revue de Géographie Alpine*.
- LEONE, F. et VINET, F. (2005). La vulnérabilité des sociétés et des territoires face aux menaces naturelles. Analyses géographiques. In *Publications de l'Université Paul-Valéry Montpellier 3*.
- LEPRÊTRE, C., MILLARD, A., COMBESURE, A. et JAMET, P. (1988). Calcul à la ruine des structures en béton armé - Mise au point d'un modèle béton en contraintes planes. Rapport DMT 88/330, Commissariat à l'Energie Atomique, Saclay.
- LESTUZZI, P. et BADOUX, M. (2008). *Génie parasismique : conception et dimensionnement des bâtiments*. Presses Polytechniques Romandes.
- L'HERMITE, R. (1973). Influence de la dimension absolue sur la résistance à la flexion. *Annales de l'ITBTP*, 309-310:39–41.
- LI, Q. et MENG, H. (2002). Pulse loading shape effects on pressure-impulse diagram of an elastic-plastic, single-degree-of-freedom structural model. *International Journal of Mechanical Sciences*, 44:1985–1998.
- LI, Y. et ELLINGWOOD, B. (2007). Reliability of woodframe residential construction subjected to earthquakes. *Structural Safety*, 29:294–307.
- LIMAM, A. (2005). Etude de structures paravalanche en béton armé : Le cas de la dent défectrice de Taconnaz. Rapport technique, Institut National des Sciences Appliquées, Lyon.
- LOW, H. et HAO, H. (2001). Reliability analysis of reinforced concrete slabs under explosive loading. *Structural Safety*, 23:157–178.
- MA, G., SHI, H. et SHU, D. (2007). P-I diagram method for combined failure modes of rigid-plastic beams. *International Journal of Impact Engineering*, 34:1081–1094.
- MACGREGOR, J., MIRZA, S. et ELLINGWOOD, B. (1983). Statistical analysis of resistance of reinforced and prestressed concrete members. *ACI Journal*, 80:167–176.

- MAGGIONI, M., CAIMI, A., GODONE, D., FREPPAZ, M., BERTEA, A., CORDOLA, M., PROLA, M., BERTOGLIO, V. et FRIGO, B. (2009). The avalanche events of December 2008 in Ceresole Reale (Piemont Western Italian Alps). *In International Snow Science Workshop*, Davos.
- MALVAR, L. et CRAWFORD, J. (1998). Dynamic increase factors for concrete. *In 28<sup>th</sup> Department of Defense Explosives Safety Seminar*, Orlando, F.L.
- MAVROULI, O. et COROMINAS, J. (2010a). Rockfall vulnerability assessment for reinforced concrete buildings. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 10:2055–2066.
- MAVROULI, O. et COROMINAS, J. (2010b). Vulnerability of simple reinforced concrete buildings to damage by rockfalls. *Landslides*, 7:169–180.
- MAVROULI, O., FOTOPOULOU, S., PITILAKIS, K., ZUCCARO, G., COROMINAS, J., SANTO, A., CACACE, F., DE GREGORIO, D., DI CRESCENZO, G., FOERSTER, E. et ULRICH, T. (2014). Vulnerability assessment for reinforced concrete buildings exposed to landslides. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 73:265–289.
- MAZARS, J. (1984). *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*. Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan.
- MAZARS, J. (1986). A description of micro- and macroscale damage of concrete structures. *Engineering Fracture Mechanics*, 25:729–737.
- MAZARS, J., KOTRONIS, P., RAGUENEAU, F. et CASAUX, G. (2006). Using multifiber beams to account for shear and torsion. Applications to concrete structural elements. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 195:7264–7281.
- MAZARS, J. et PIJAUDIER-CABOT, G. (1989). Continuum Damage Theory - Application to Concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 115:345–365.
- MCCLUNG, D. et LIED, K. (1987). Statistical and geometrical definition of snow avalanche runout. *Cold Regions Science and Technology*, 13:107–119.
- MERABET, O. (1990). *Modélisation des structures planes en béton armé sous chargements monotone et cyclique*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées, Lyon.
- MERABET, O., DJERROUD, M. et REYNOUARD, J.-M. (1999). Formulation d'un modèle élasto-plastique fissurable pour le béton sous chargement cyclique. Etude contractuelle EDF/DER-INSA/URGC-Structures. Rapport final 1/943/002 et 7/051/005, Institut National des Sciences Appliquées, Lyon.
- MILLARD, A. (1993). CASTEM 2000, Manuel d'utilisation, Rapport n° CEA-LAMBS93/007, [www-cast3m.cea.fr](http://www-cast3m.cea.fr), Saclay. Rapport CEA-LAMBS 93/007, Commissariat à l'Energie Atomique, Saclay, [www-cast3m.cea.fr](http://www-cast3m.cea.fr).

- MIRZA, S., HATZINIKOLAS, M. et MACGREGOR, J. (1979). Statistical descriptions of the strength of concrete. *Journal of the Structural Division*, 105:1021–1037.
- MIRZA, S. et MACGREGOR, J. (1979). Variability of mechanical properties of reinforcing bars. *Journal of the Structural Division*, 105:921–937.
- MOLLON, G., DIAS, D. et SOUBRA, A. (2013). Probabilistic analyses of tunneling-induced ground movements. *Acta Geotechnica*, 8:181–199.
- MORITA, S. et KAKU, T. (1975). Cracking and deformation of reinforced concrete beams subjected to tension. In *Behaviour in service of Concrete Structures, Colloquium CEB-Rilem, Liege*, pages 583–594.
- NAAÏM, M., BERTRAND, D., FAUG, T., FUCHS, S., CAPPABIANCA, F. et BRÜNDL, M. (2008). Vulnerability to rapid mass movements. Irasmos - WP4 Project n° : 018412, Cemagref.
- NAAÏM, M., BOUVET-NAAÏM, F., FAUG, T. et BOUCHET, A. (2004). Dense snow avalanche modeling : flow, erosion, deposition and obstacle effects. *Cold Regions Science and Technology*, 39:193–2004.
- NAAÏM, M., DURAND, Y., ECKERT, N. et CHAMBON, G. (2013). Dense avalanche friction coefficients : Influence of physical properties of snow. *Journal of Glaciology*, 59:771–782.
- NAAÏM, M., ECKERT, N., NAAÏM, F. et FAUG, T. (2007). Amélioration du dispositif paravalanche de Taconnaz - Etude quantitative des scénarii de référence. Rapport d'étude version du 6 octobre 2007, Cemagref pour le compte du SIVOM de la Haute Vallée de l'Arve.
- NAAÏM, M., FAUG, T., NAAÏM, F. et ECKERT, N. (2010). Return period calculation and passive structure design at the Taconnaz path, France. *Annals of Glaciology*, 51(54):89–97.
- NAHAS, G. (1986). *Calcul à la ruine des structures en béton armé*. Thèse de doctorat, Université des Sciences Appliquées, Paris VI.
- NASSR, A., RAZAQPUR, A., TAIT, M., CAMPIDELLI, M. et FOO, S. (2013). Strength and stability of steel beam columns under blast load. *International Journal of Impact Engineering*, 55:34–48.
- NEWMARK, N. (1959). A method of computation for structural dynamics. *ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division*, 85:67–94.
- NGO, T., MENDIS, P., GUPTA, A. et RAMSAY, J. (2007). Blast Loading and Blast Effects on Structures - An Overview. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 7:76–91.
- OUSSET, I., BERTRAND, D., BRUN, M., THIBERT, E., LIMAM, A. et NAAÏM, M. (2015). Static and dynamic FE analysis of an RC protective structure dedicated to snow avalanche mitigation. *Cold Regions Science and Technology*, 112:95–111.

- PAPATHOMA-KÖHLE, M., KAPPES, M., KEILER, M. et GLADE, T. (2011). Physical vulnerability assessment for alpine hazards : state of the art and future needs. *Natural Hazards*, 58:645–680.
- PAPATHOMA-KÖHLE, M., KEILER, M., TOTSCHNIG, R. et GLADE, T. (2012). Improvement of vulnerability curves using data from extreme events : debris flow event in South Tyrol. *Natural Hazards*, 64:2083–2105.
- PARIS, L. (2010). Comportement des structures soumises à une explosion. *Techniques de l'ingénieur*, SE5064:1–26.
- PARK, Y. et ANG, A. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, 111(4):722–739.
- PECKER, A. (2010). *Dynamique des structures et des ouvrages*. Ecole des Ponts ParisTech.
- PEYRAS, L., CARVAJAL, C., FELIX, H., BACCONNET, C., ROYET, P., BECUE, J. et BOISSIER, D. (2012). Probability-based assessment of dam safety using combined risk analysis and reliability methods - application to hazards studies. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 7:795–817.
- PHIMECA, EADS, E. (2011). Open TURNS version 0.15. Reference guide, Electricité de France and European Aeronautic Defence and Space.
- PRICE, W. (1951). Factors influencing concrete strength. *ACI Journal*, 22:417–432.
- RAGUENEAU, F. (1999). *Fonctionnement dynamique des structures en béton*. Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan.
- RAPHAËL, J. (1984). Tensile strength of concrete. *ACI Journal Proceedings*, 81(2):158–165.
- RAPIN, F. (1991). Un récapitulatif des techniques françaises de protection contre les avalanches. *Neige et Avalanches*, 93:24–27.
- RASHID, Y. R. (1968). Analysis of prestressed concrete vessels. *Nuclear Engineering Design*, 7:334–355.
- RAVANAT, X., BELLOT, H., OUSSET, F., THIBERT, E. et NAAIM, M. (2012). Lautaret avalanche test site : outcomes from the 11th April 2012 event. In *International Snow Science Workshop*, pages 622–627, Anchorage, Alaska.
- REESE, S., COUSINS, W., POWER, W., PALMER, N., TEJAKUSUMA, I. et NUGRAHADI, S. (2007). Tsunami vulnerability of buildings and people in South Java - field observations after the July 2006 Java tsunami. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 7:573–589.
- REYNOUARD, J. (1974). *Structures planes en béton armé. Elaboration d'un modèle de comportement jusqu'à la ruine et résolution numérique*. Thèse de doctorat, Université Claude Bernard, Lyon.

- RICHARD, B. (2010a). *Comportement des éléments de structures en béton armé dégradés par corrosion - La problématique de l'interface acier/béton en présence de corrosion*. Thèse de doctorat, Université Paris Est.
- RICHARD, B. (2010b). Isotropic continuum damage mechanics for concrete under cyclic loading : Stiffness recovery, inelastic strains and frictional sliding. *Engineering Fracture Mechanics*, 77:1203–1223.
- RICHARD, B. (2012). Influence de la fissuration du béton sur les mouvements transférés - phase 2 : implantation dans Cast3M d'un modèle simplifié de béton armé et validation sur les éléments de structures. Rapport technique, Commissariat à l'Energie Atomique, Saclay.
- RONALD, T. E. et HOPE, A. S. (2008). *Risk Assessment, Modeling and Decision Support*, chapitre Loss Estimation models and metrics Risk Assessment, pages 135–170. Springer.
- ROTS, J. G. (1988). *Computational modeling of concrete structure fracture*. Thèse de doctorat, Delft University of Technology.
- ROUDNITSKA, S. (2013). Retour sur l'avalanche de Saint-François-Longchamp, un an après. *Neige et Avalanches*, 141:12–15.
- SAEIDI, A. (2010). *La vulnérabilité des ouvrages soumis aux aléas mouvements de terrains ; développement d'un simulateur de dommages*. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine.
- SALM, B., BURKARD, A. et GUBLER, H. (1990). Berechnung von Fließlawinen : eine Anleitung für Praktiker mit Beispielen. Technical Report n°47, Eidgenössisches Institut für Schnee und Lawinenforschung, Davos.
- SALTELLI, A., TARANTOLA, S., CAMPOLONGO, F. et RATTO, M. (2004). *Sensitivity Analysis in Practice : A Guide to Assessing Scientific Models*. Wiley-Blackwell.
- SCHAER, M. et ISSLER, D. (2001). Particle densities, velocities, and size distribution in large avalanches from impact-sensor measurements. *Annals of Glaciology*, 32:321–327.
- SCHEURER, B., DUCROS, F. et BIEDER, U. (2003). Qu'est-ce qu'une simulation numérique? *CLEFS CEA*, 47:10–12.
- SEGOR, V., PITET, L., MAGGIONI, M., FRIGO, B., FREPPAZ, M., CHIAIA, B., BOVET, E., CEAGLIO, E., WELF, A. et DELLAVEDOVA, P. (2013). The experimental snow avalanche test site at Seehore peak in Aosta Valley (IT) MAP ALCOTRA project. *In International Snow Science Workshop*, pages 1372–1377, Grenoble - Chamonix Mont-Blanc.
- SHI, Y., HAO, H. et LI, Z. (2008). Numerical derivation of pressure-impulse diagrams for prediction of RC column damage to blast loads. *International Journal of Impact Engineering*, 35:1213–1227.

- SILVERMAN, B. W. (1986). *Density estimation for statistics and data analysis*. Chapman and Hall.
- SIVIERO, E. et RUSSO, S. (1993). Ductility requirements for reinforcement steel. *CEB Bulletin d'information n°218 - Lausanne*, 21.
- SOLEIMAN FALLAH, A. et LOUCA, L. (2007). Pressure-impulse diagrams for elastic-plastic hardening and softening single-degree-of-freedom models subjected to blast loading. *International Journal of Impact Engineering*, 34:823–842.
- SOVILLA, B., KERN, M. et SCHAER, M. (2010). Slow drag in wet-snow avalanche flow. *Journal of Glaciology*, 56:198.
- SOVILLA, B., SCHAER, M., KERN, M. et BARTELT, P. (2008a). Impact pressures and flow regimes in dense snow avalanches observed at the Vallée de la Sionne test site. *Journal of Geophysical Research*, 113:F01010.
- SOVILLA, B., SCHAER, M. et RAMMER, L. (2008b). Measurements and analysis of full-scale avalanche impact pressure at the Vallée de la Sionne test site. *Cold Regions Science and Technology*, 51:122–137.
- SPENCE, R., KELMAN, I., BAXTER, P., ZUCCARO, G. et PETRAZZUOLI, S. (2005). Residential building and occupant vulnerability to tephra fall. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 5:477–494.
- SUDRET, B. et MAI, C. (2013). Computing seismic fragility curves using polynomial chaos expansions. In *11th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR'2013)*, New York, USA. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich.
- TACNET, J.-M., THIBERT, E., BERTHET-RAMBAUD, P., LIMAM, A., NAAÏM, M., PERROTIN, P. et RICHARD, D. (2010). Conception et comportement dynamiques des structures de génie civil : application aux ouvrages paravalanches. *Sciences Eaux et Territoires*, 2:46–57.
- TATAIE, L. (2011). *Méthodes simplifiées basées sur une approche quasi-statique pour l'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages soumis à des excitations sismiques*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- TATAIE, L., BRUN, M. et REYNOUARD, J. M. (2012). Modal pushover procedures for seismic evaluation of reinforced concrete structures : using new nonlinear single degree of freedom systems. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16(2):178–203.
- THIBERT, E. et BAROUDI, D. (2010). Impact energy of an avalanche on a structure. *Annals of Glaciology*, 51(54):45–54.
- THIBERT, E., BAROUDI, D., LIMAM, A. et BERTHET-RAMBAUD, P. (2008). Avalanche impact pressure on an instrumented structure. *Cold Regions Science and Technology*, 54:206–215.

- THIBERT, E., BELLOT, H., RAVANAT, X., OUSSET, F., PULFER, G., NAAÏM, M., HAGEN-MULLER, P., NAAÏM-BOUVET, F., FAUG, T., NISHIMURA, K., ITO, Y., BAROUDI, D., PROKOP, A., SCHÖN, P., SORUCO, A., VINCENT, C., LIMAM, A. et HÉNO, R. (2015). The full-scale avalanche test-site at Lautaret Pass (French Alps). *Cold Regions Science and Technology*, 115:30–41.
- THIBERT, E., BELLOT, H., RAVANAT, X., OUSSET, F., PULFER, G., NAAÏM, M., NAAÏM-BOUVET, F., NISHIMURA, K., ITO, Y., BAROUDI, D., PROKOP, A., SCHÖN, P., SORUCO, A., VINCENT, C., LIMAM, A. et PESARESI, D. (2013a). The full-scale avalanche test site, Lautaret, France. *In International Snow Science Workshop*, pages 1358–1365, Grenoble - Chamonix Mont-Blanc.
- THIBERT, E., FAUG, T., BELLOT, H. et BAROUDI, D. (2013b). Avalanche impact pressure on a plate-like obstacle. *In International Snow Science Workshop*, pages 663–670, Grenoble - Chamonix Mont-Blanc.
- TOULEMONDE, F. (1995). *Résistance au choc des structures en béton : du comportement du matériau au calcul des structures*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- VAL, D., BLJUGER, F. et YANKELEVSKY, D. (1997). Reliability evaluation in nonlinear analysis of reinforced concrete structures. *Structural Safety*, 19(2):203–217.
- VOELLMY, A. (1955). Über die Zerstörungskraft von Lawinen. *Schweizerische Bauzeitung*, 73:159–162, 212–217, 246–249, 280–285.
- WAND, M. P. et JONES, M. C. (1995). *Kernel smoothing*. Chapman & Hall/CRC.
- WILHELM, C. (1998). Quantitative risk analysis for evaluation of avalanche protection projects. *Norwegian Geotechnical Institute Publications*, 203:288–293.
- WILLIAMS, M. et SEXSMITH, R. (1997). Seismic assessment of concrete bridges using inelastic damage analysis. *Engineering Structures*, 19(3):208–216.
- ZIENKIEWICZ, O. (1979). *La Méthode des Eléments Finis*.

# Annexe 1 : Dent de Taconnaz - Analyse paramétrique sur le signal

---

Sont fournis ci-après l'ensemble des résultats obtenus en termes de réponses de la structure sollicitée, dans l'ordre, par :

- un signal avalancheux type, de pression au pic égale à 200 kPa ;
- un signal triangulaire, de pression au pic égale à 200 kPa ;
- un signal avalancheux type, de pression au pic égale à 300 kPa ;
- et un signal triangulaire, de pression au pic égale à 300 kPa.

Ces réponses sont exprimées sous forme :

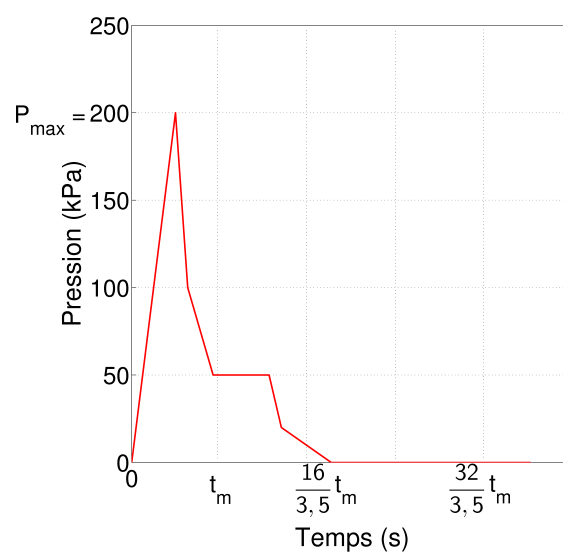
- d'une part, d'évolution du déplacement en tête de voile en fonction du temps (colonne de gauche) ;
- et d'autre part, de courbes force-flèche (colonne de droite).



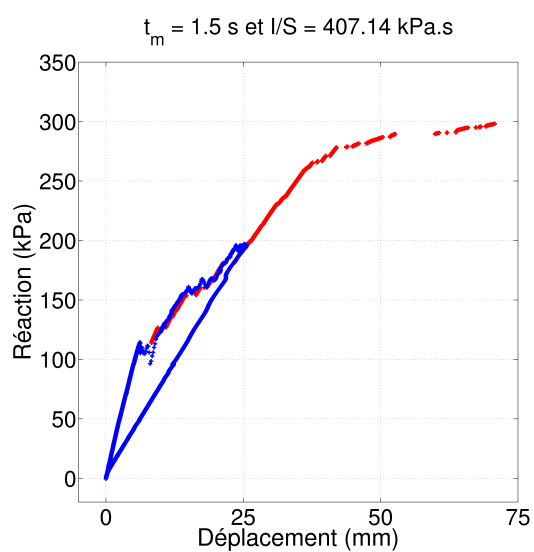
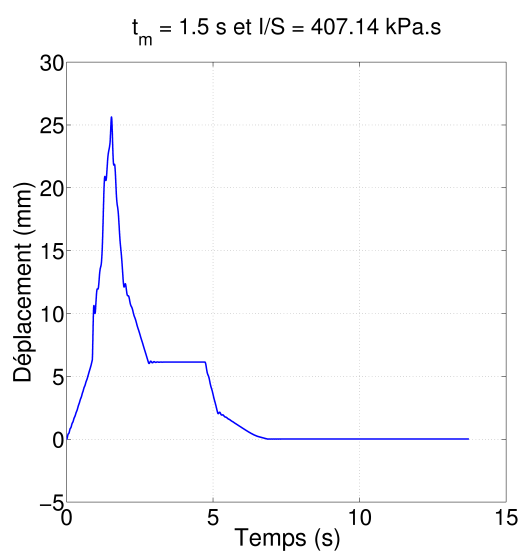
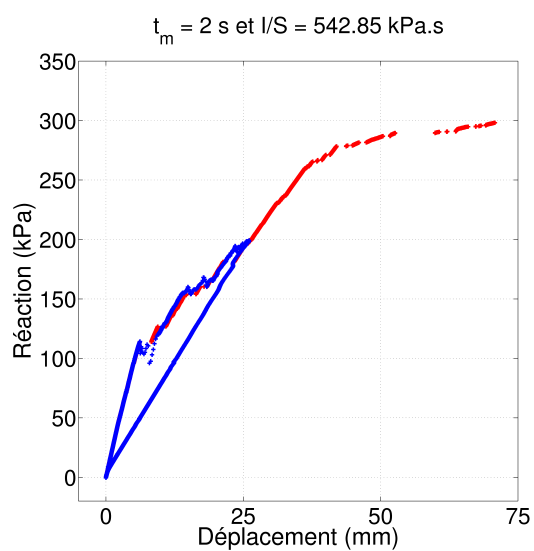
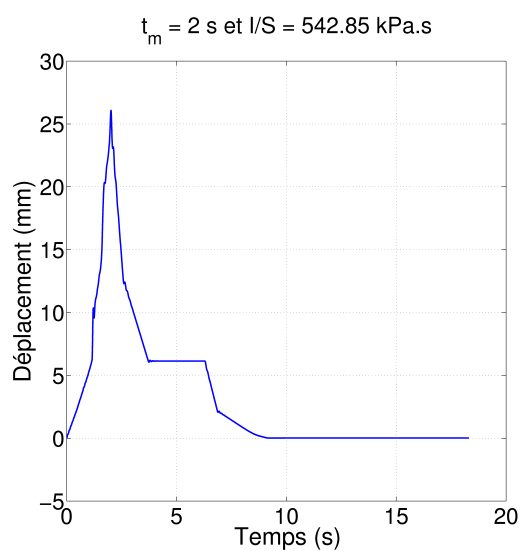
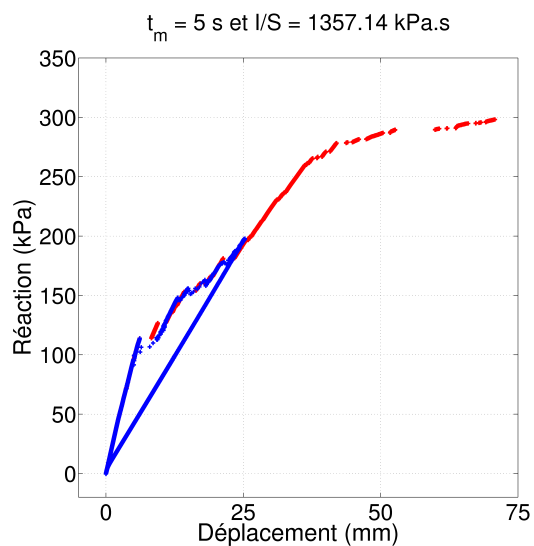
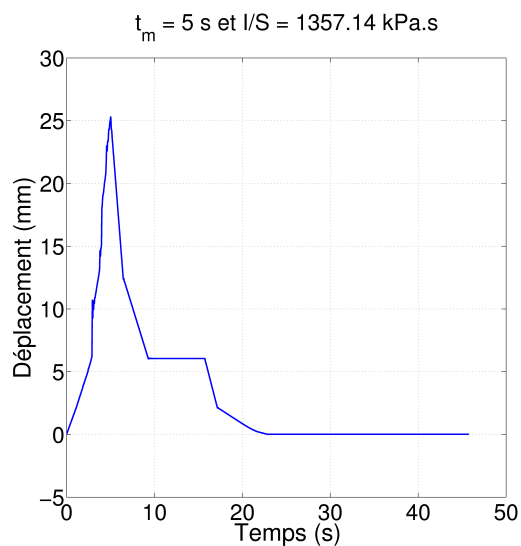


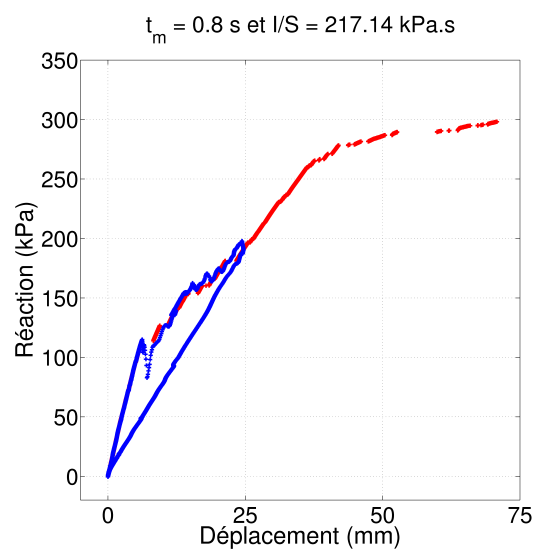
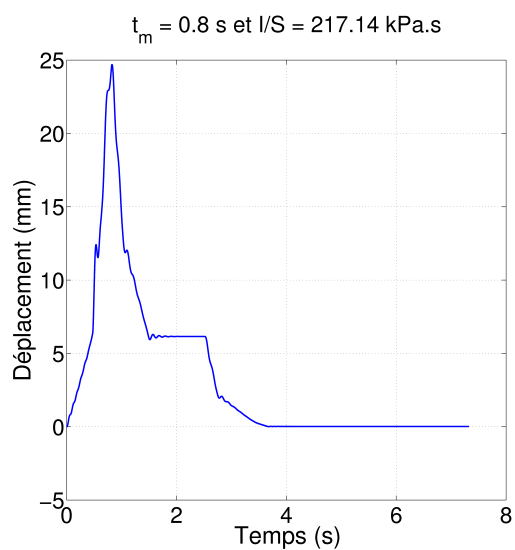
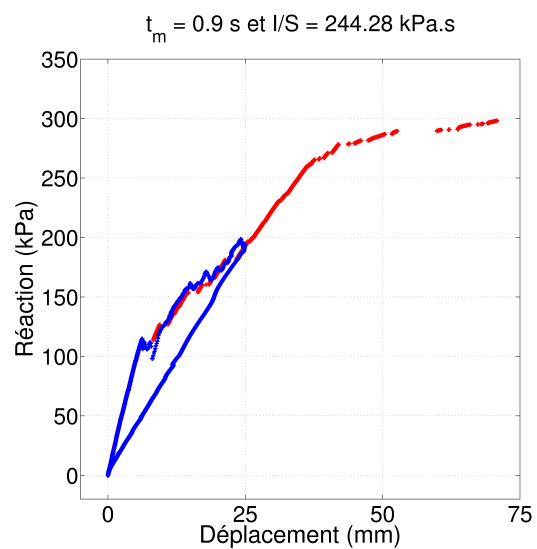
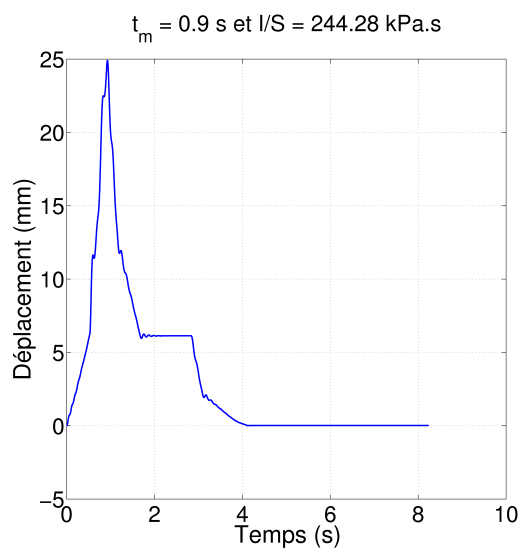
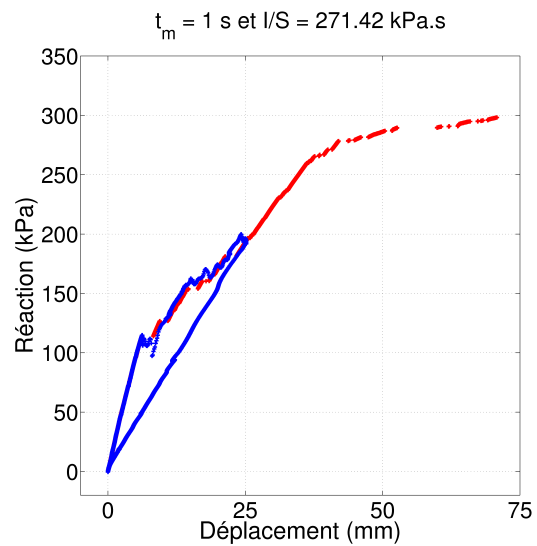
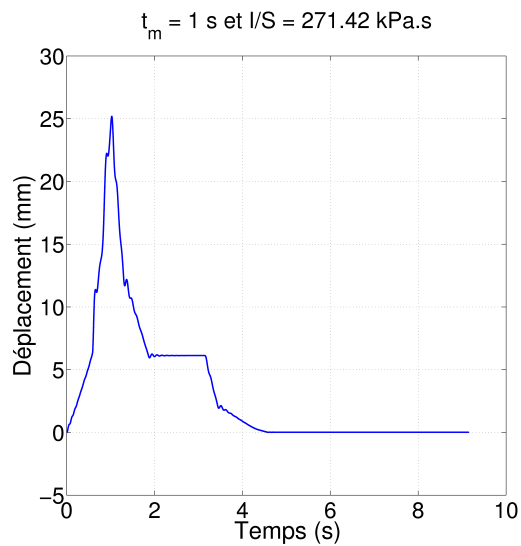
## Signal avalancheux

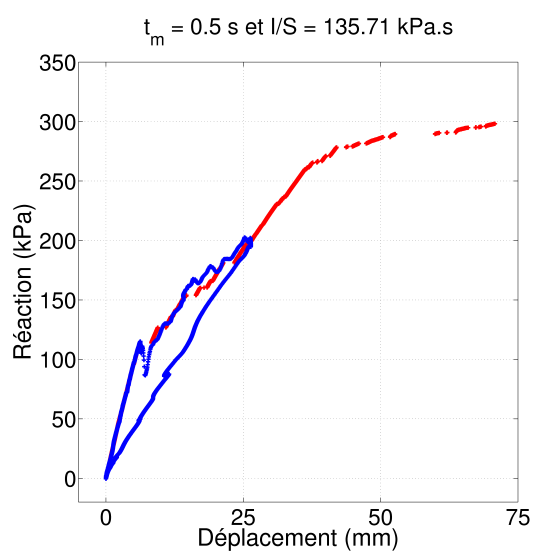
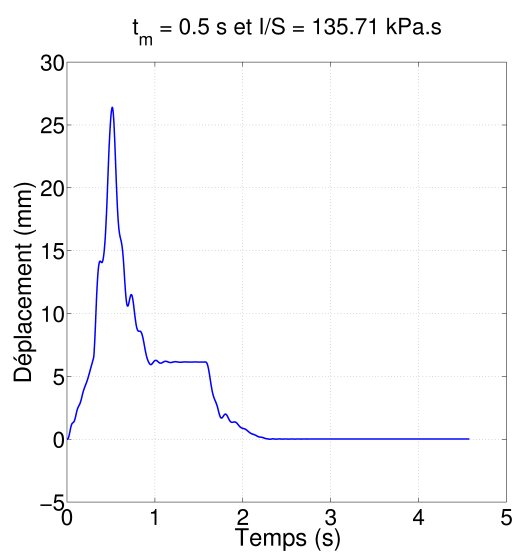
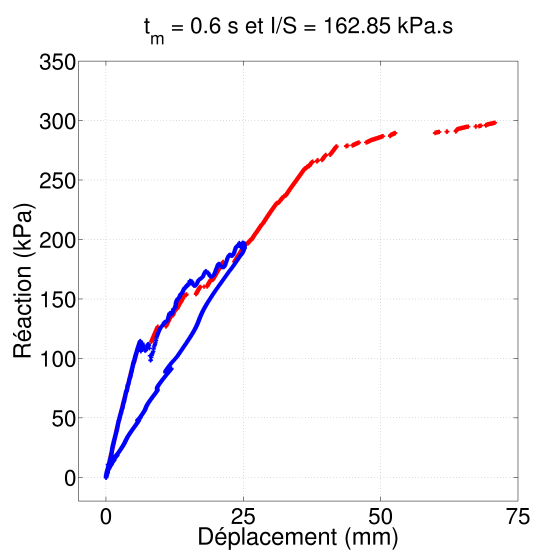
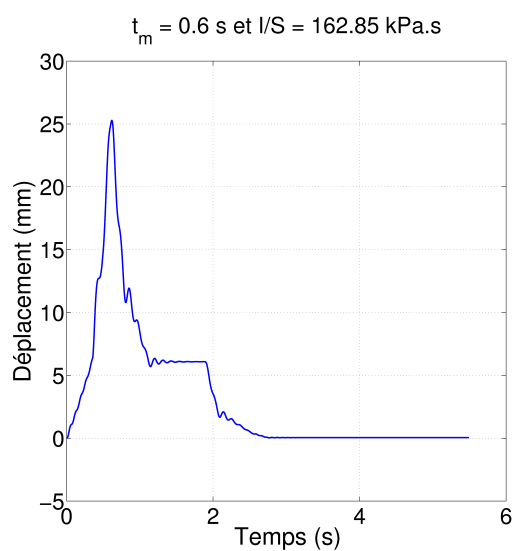
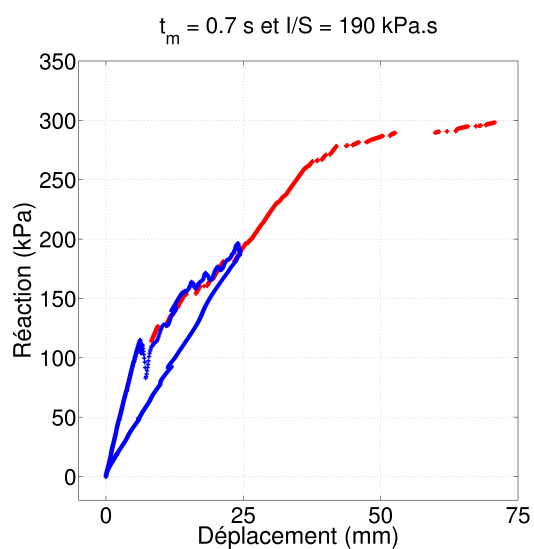
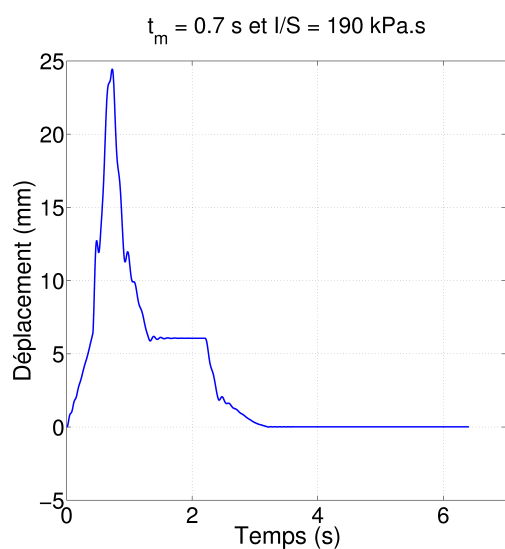
$$P_{max} = 200 \text{ kPa}$$

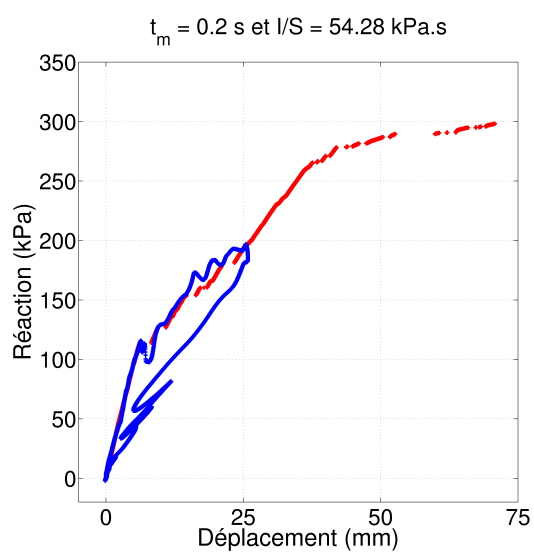
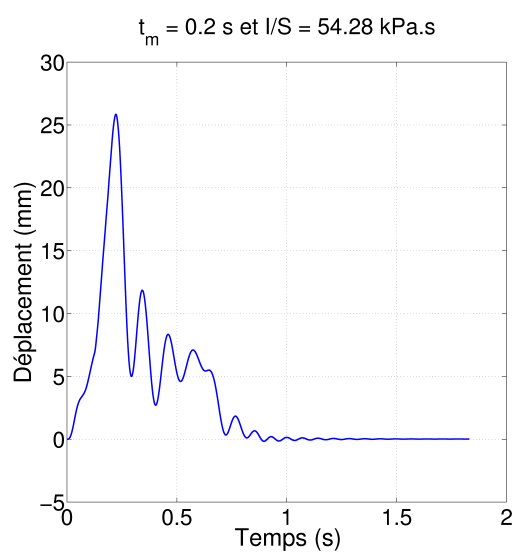
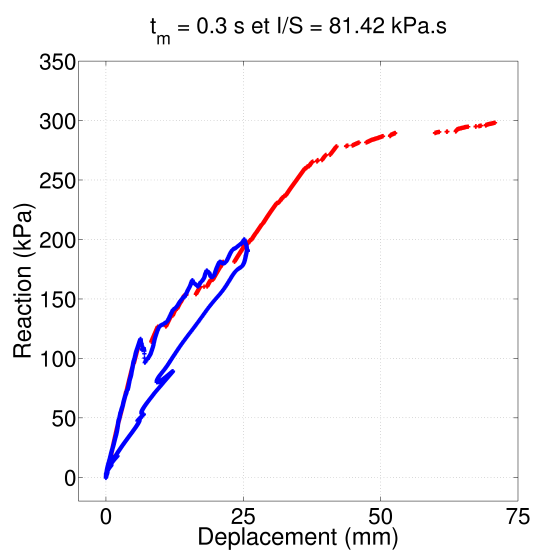
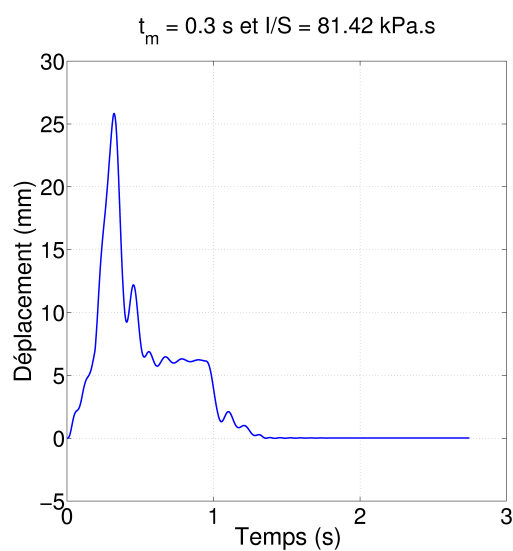
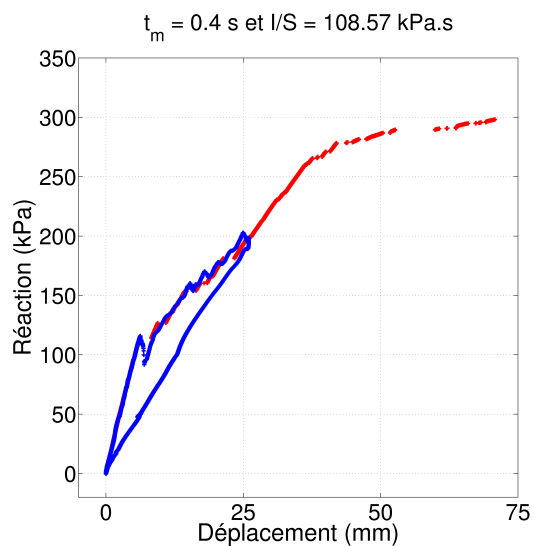
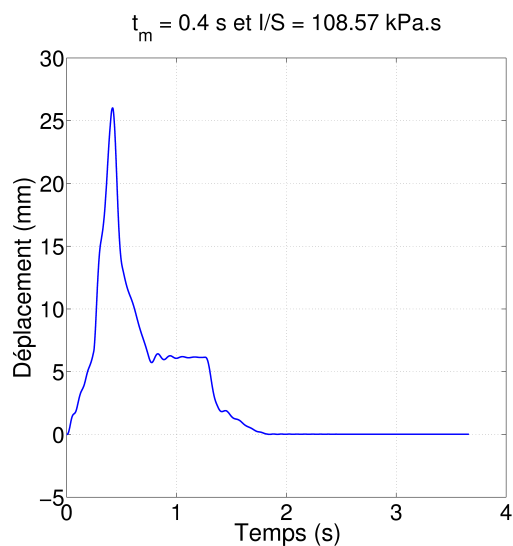


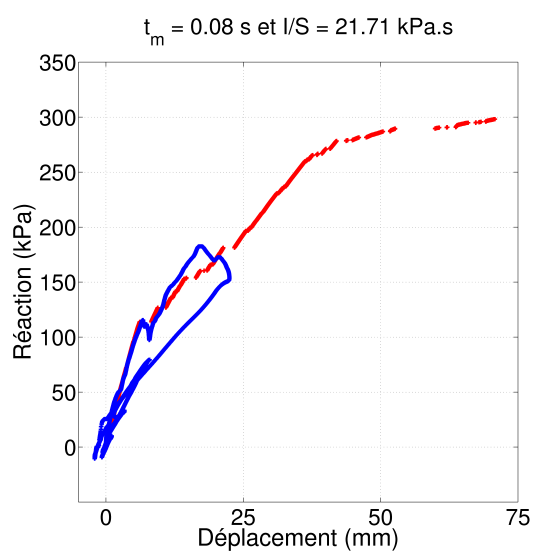
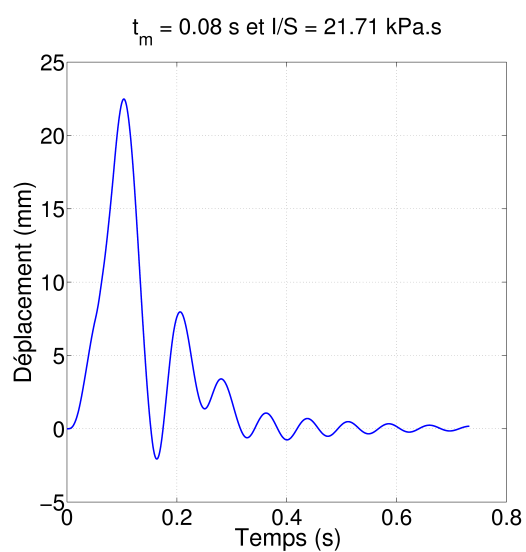
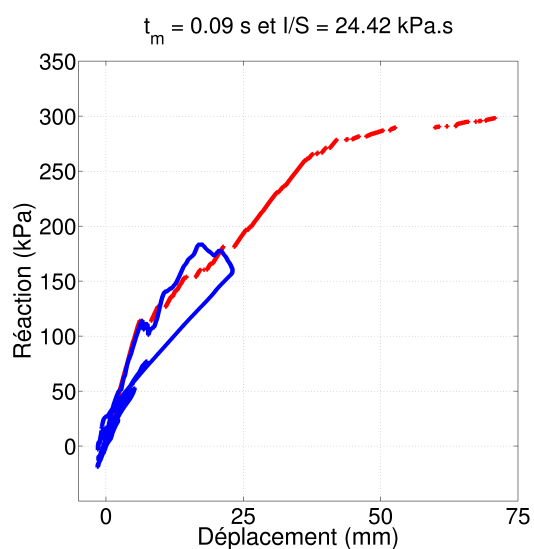
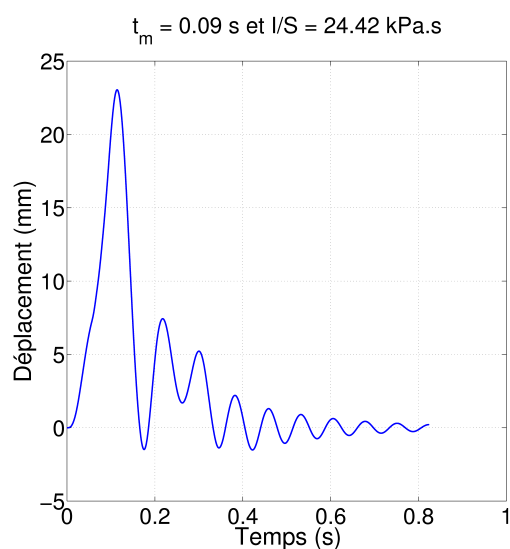
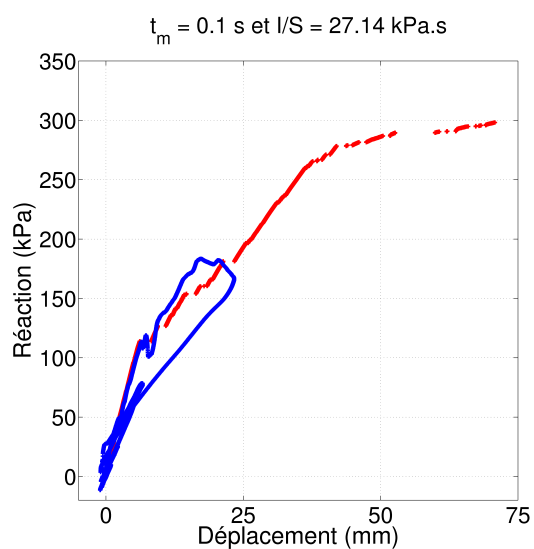
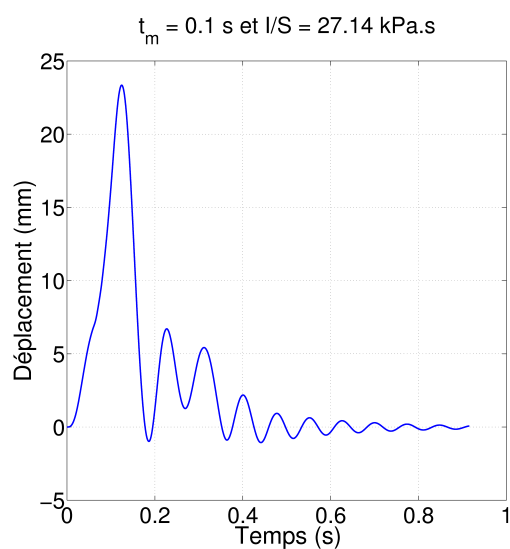




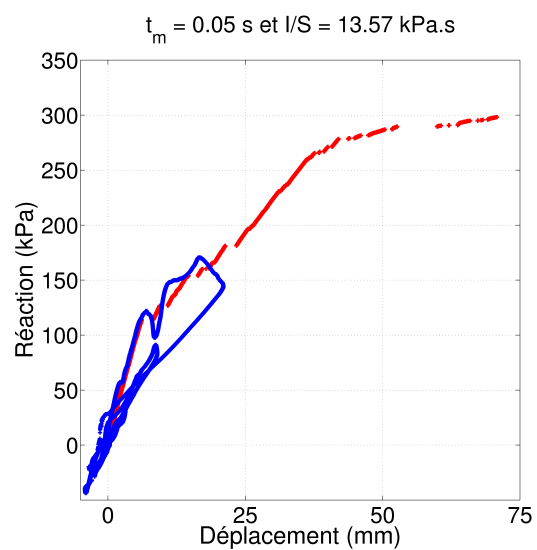
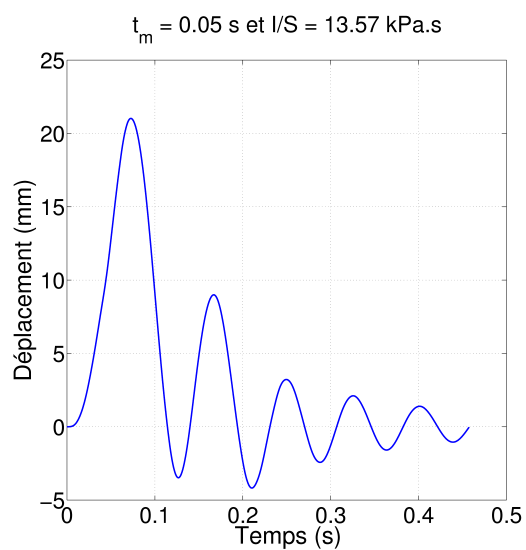
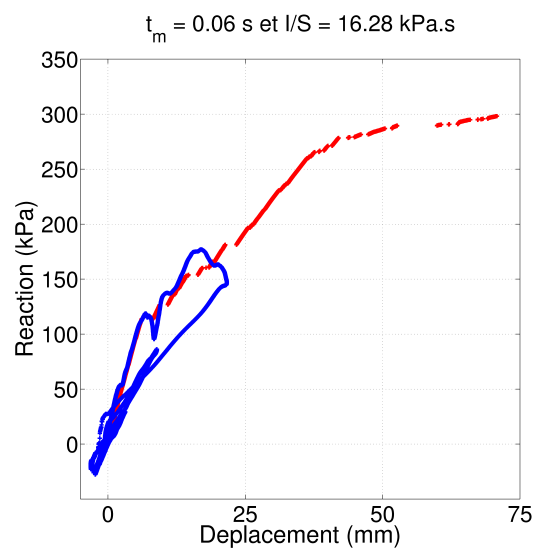
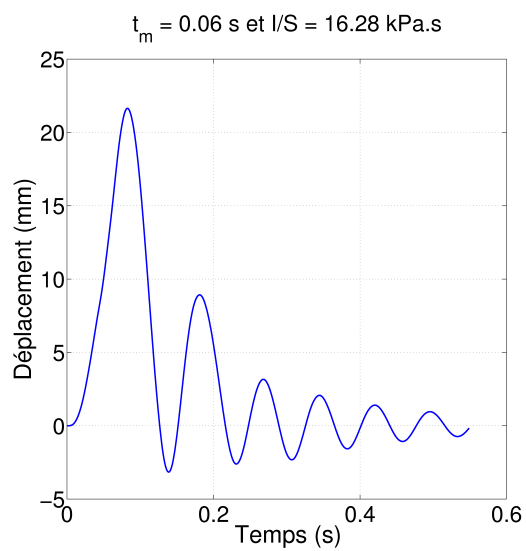
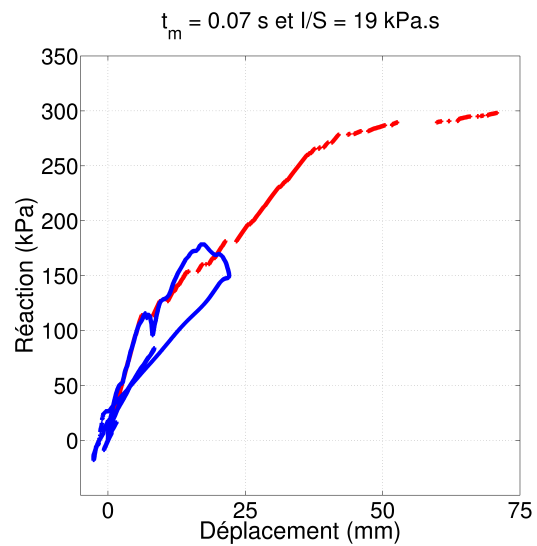
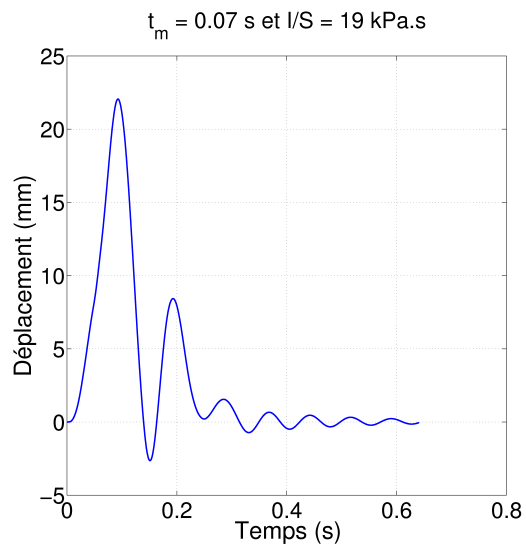


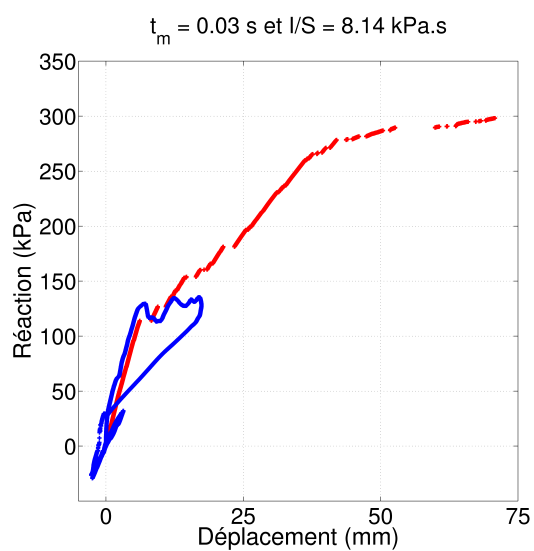
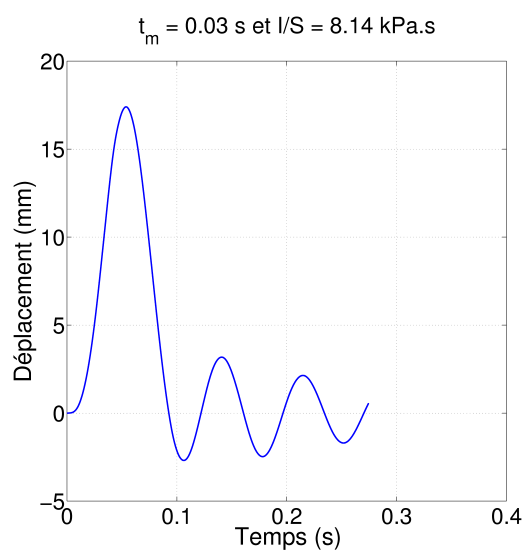
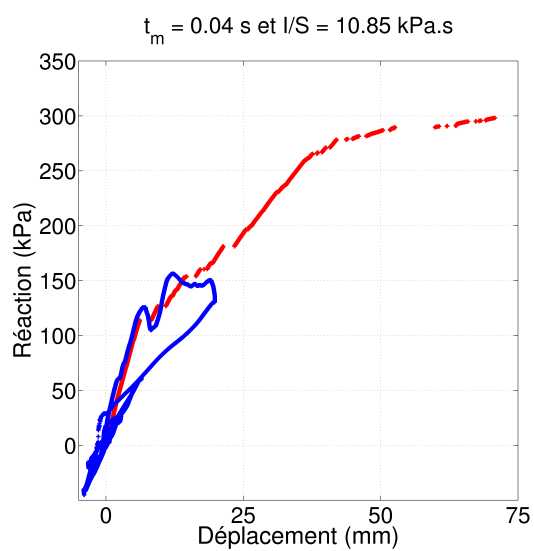
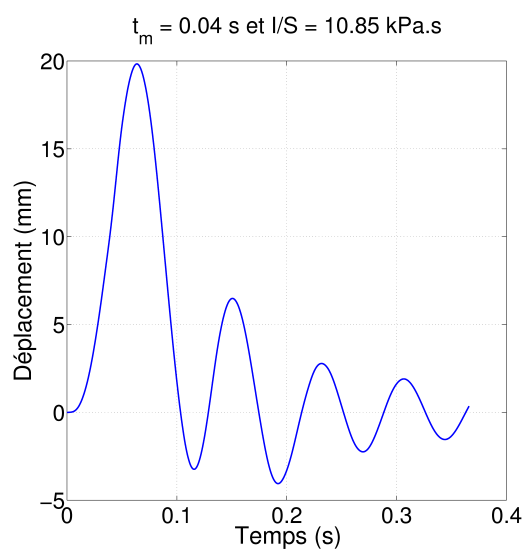








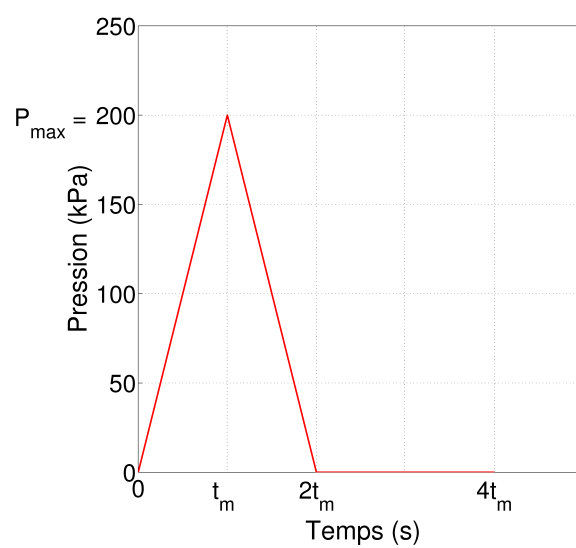




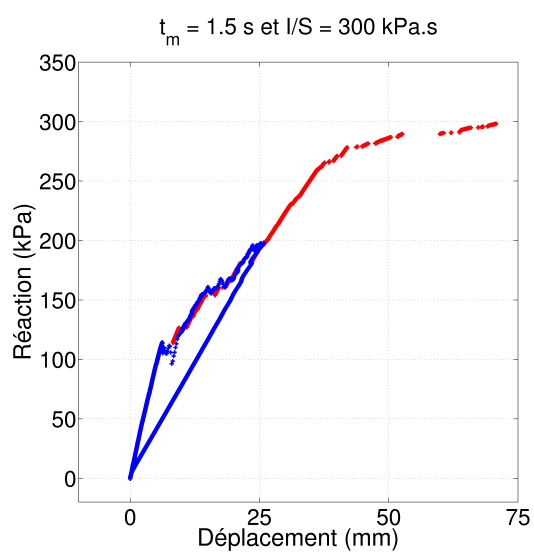
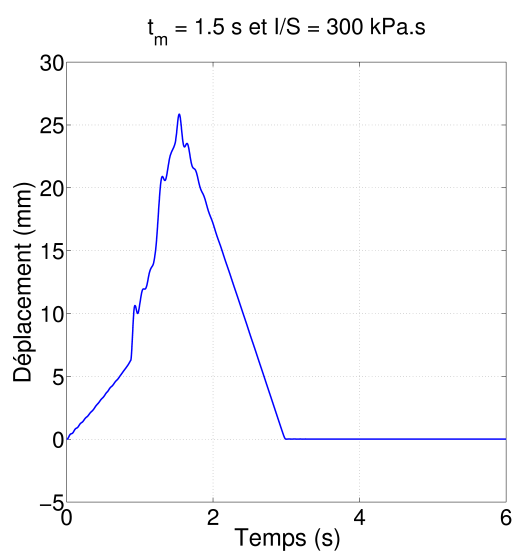
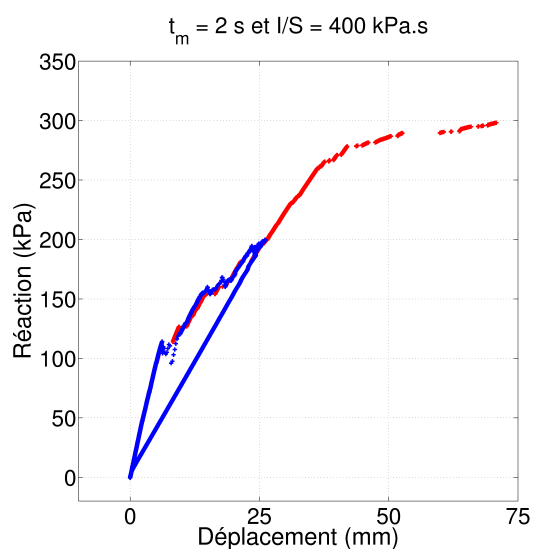
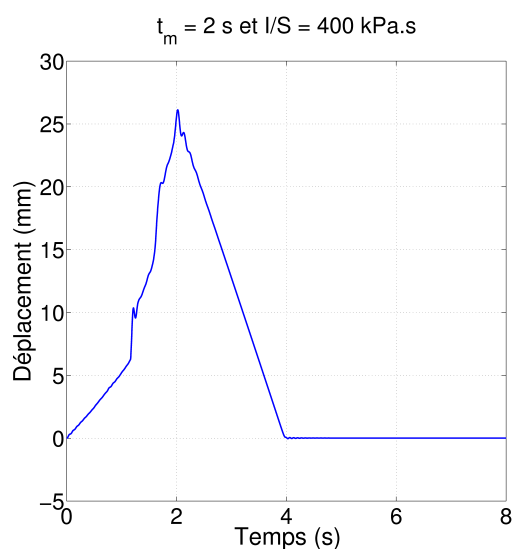
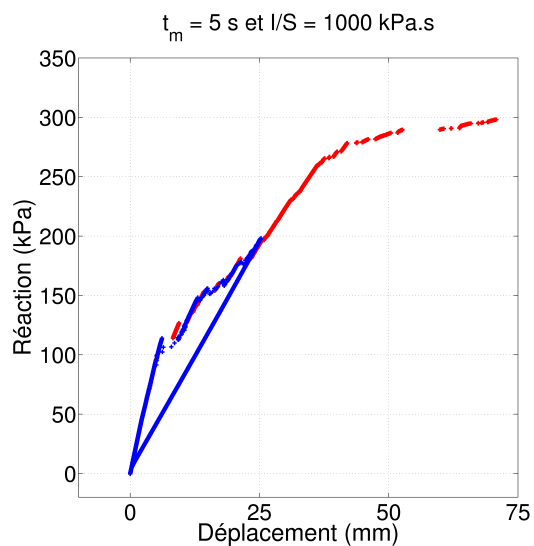
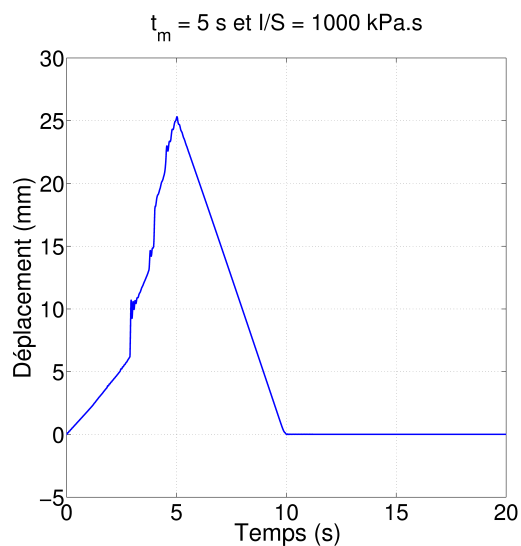


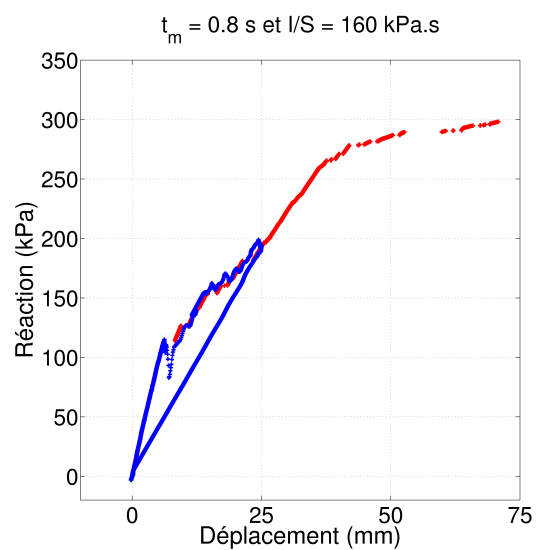
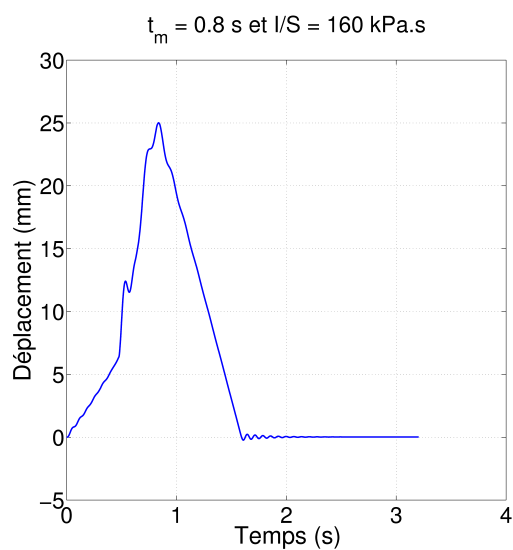
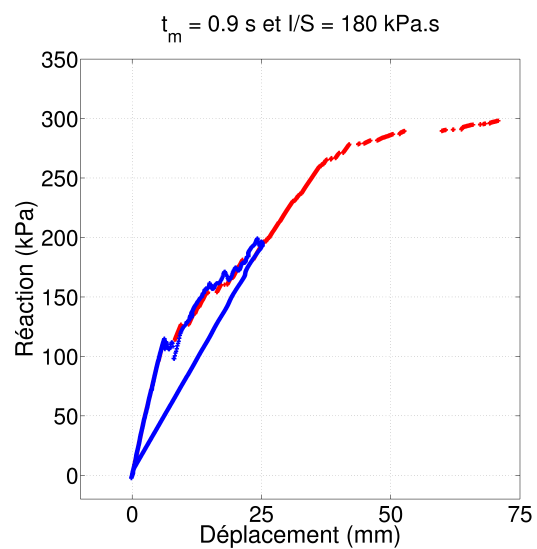
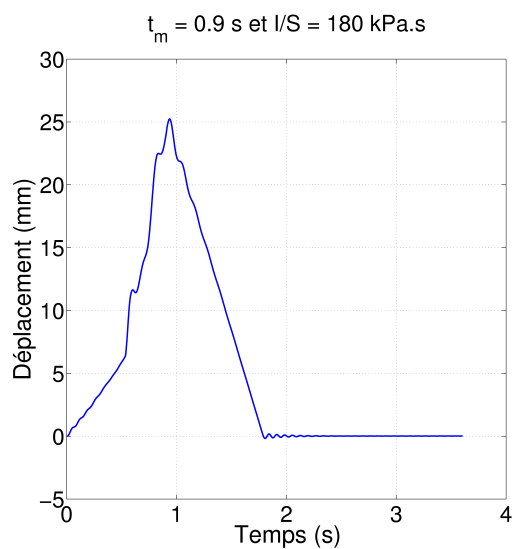
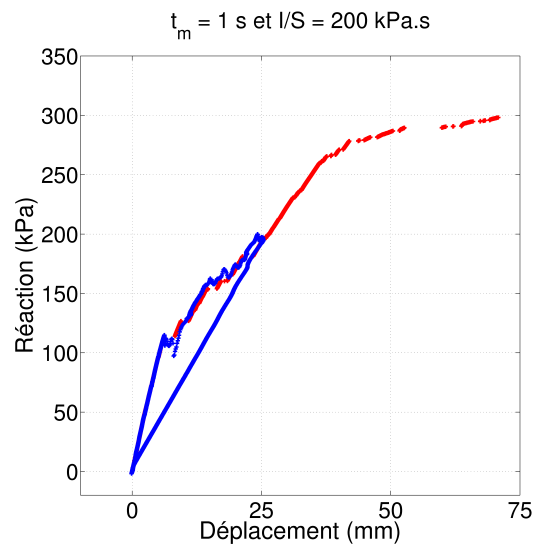
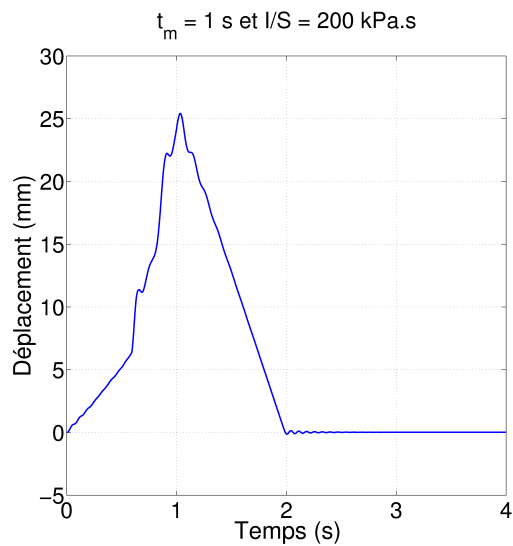
## Signal triangulaire

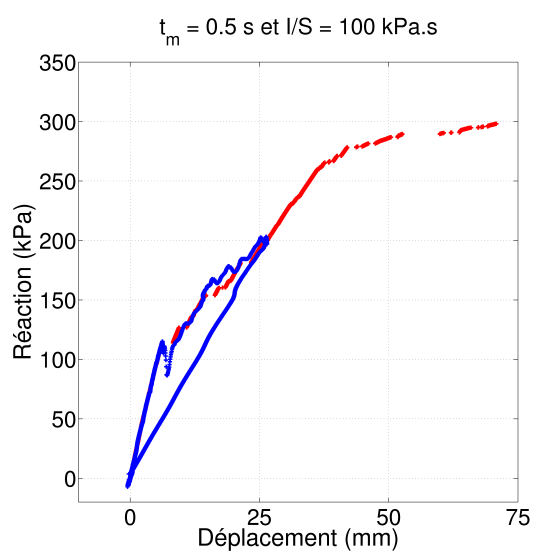
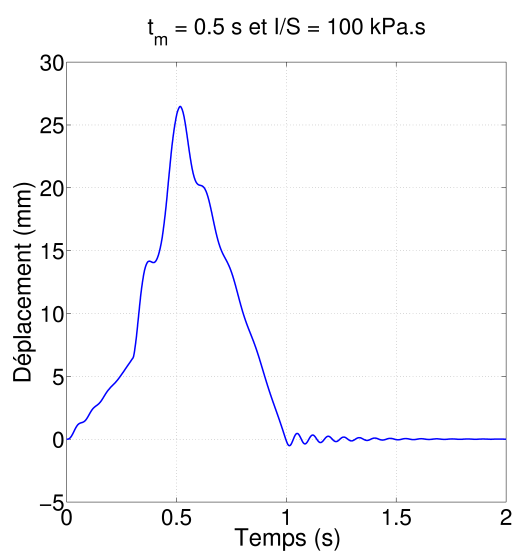
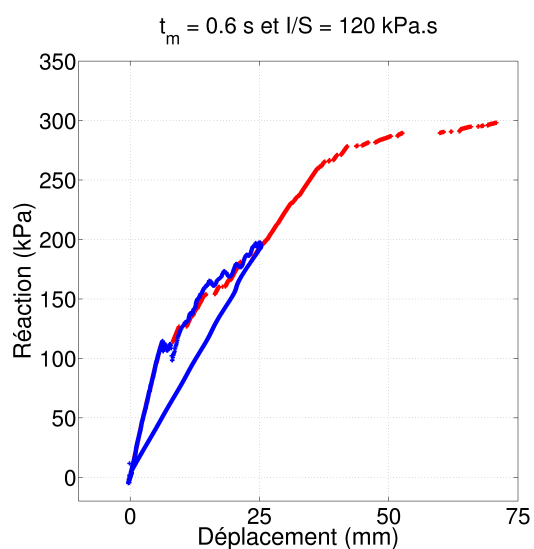
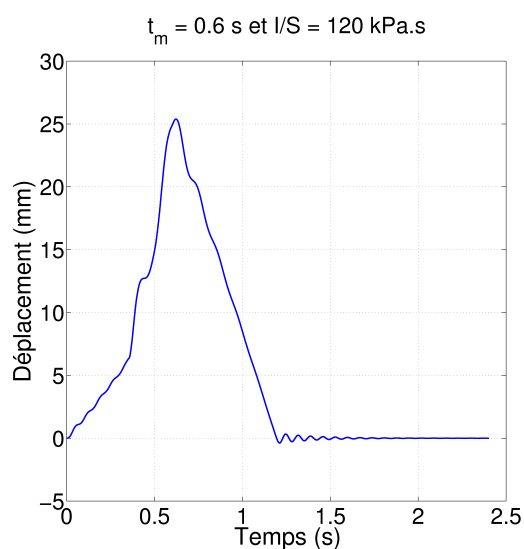
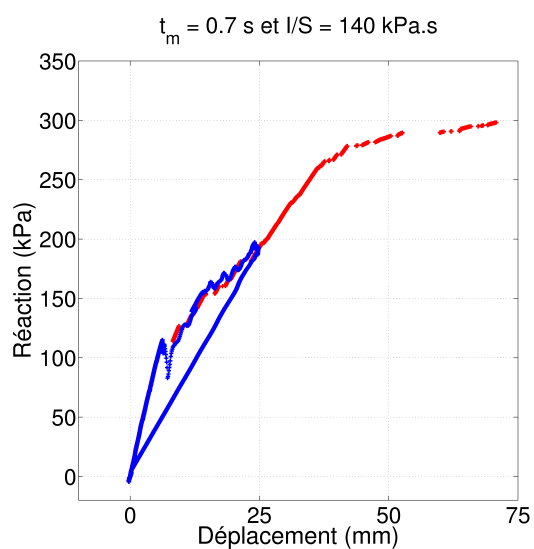
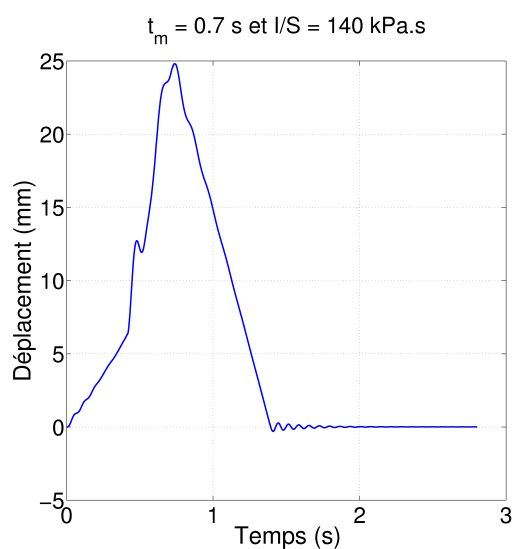
$$P_{max} = 200 \text{ kPa}$$



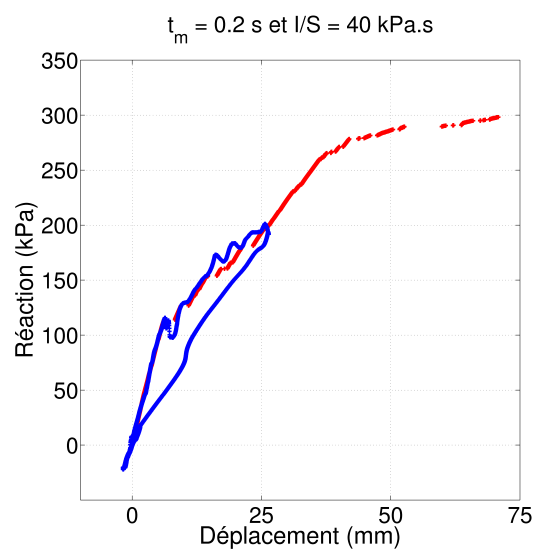
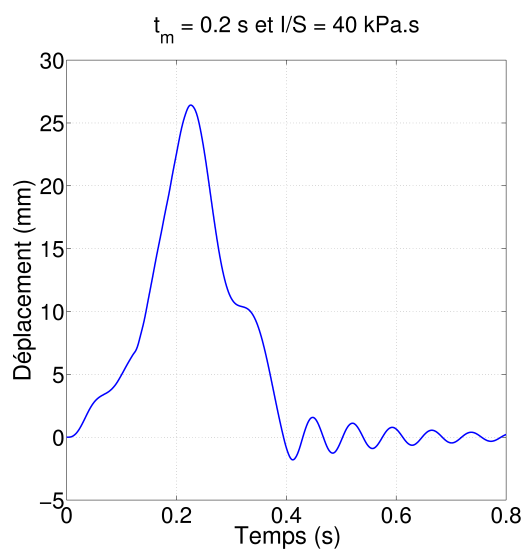
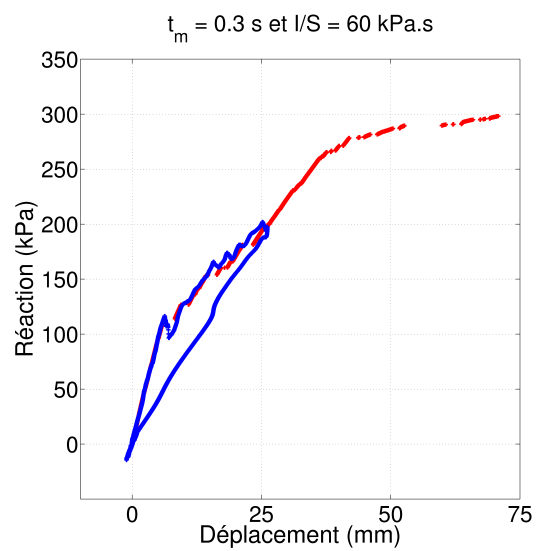
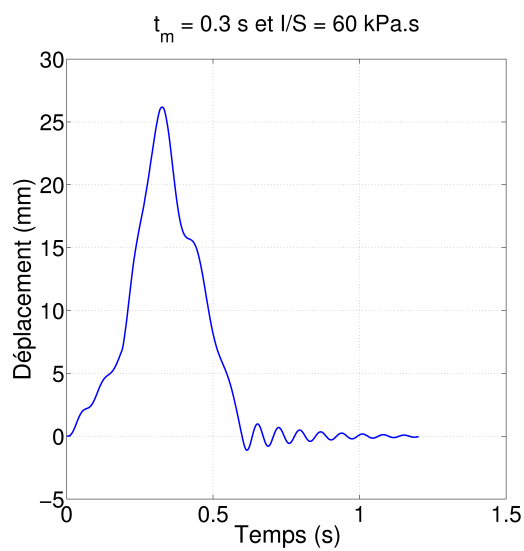
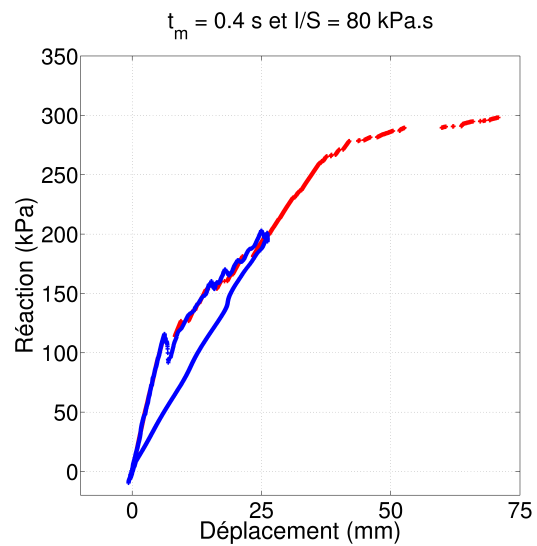
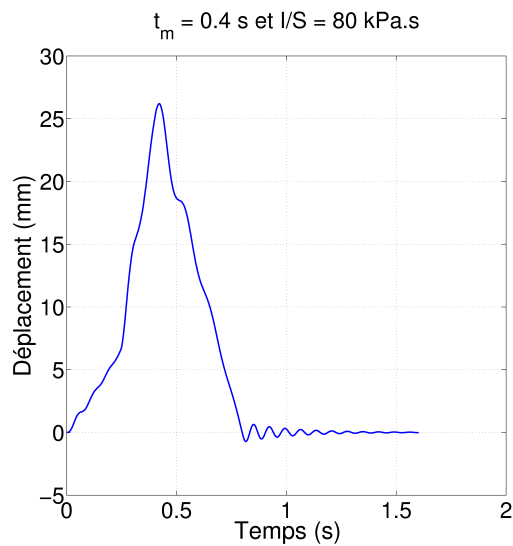


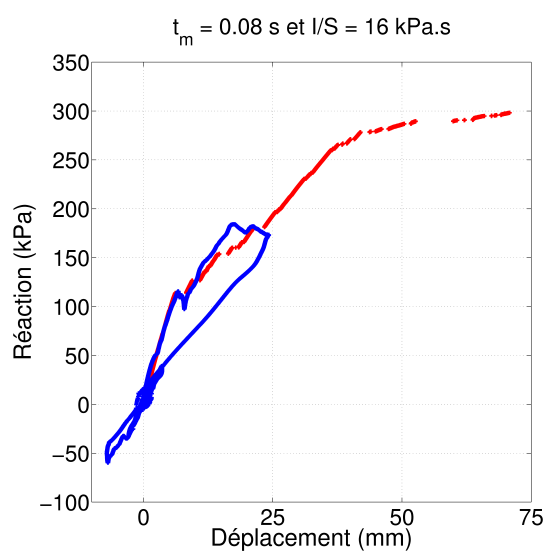
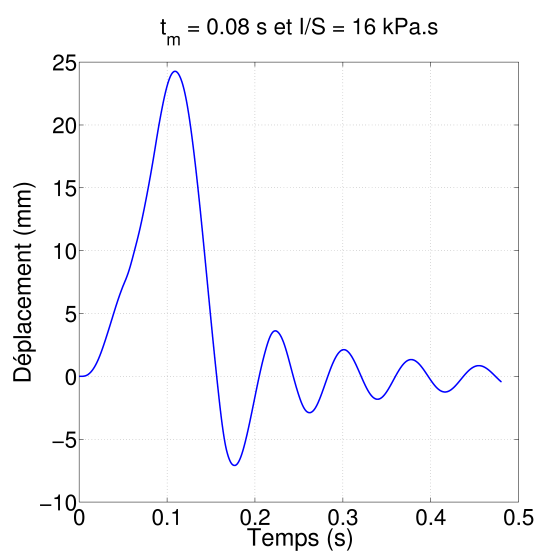
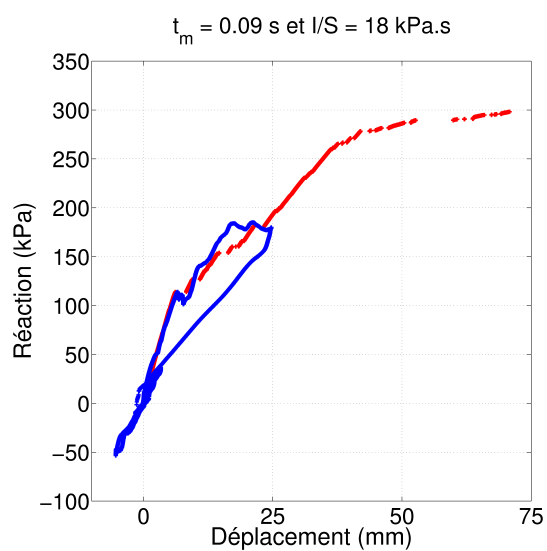
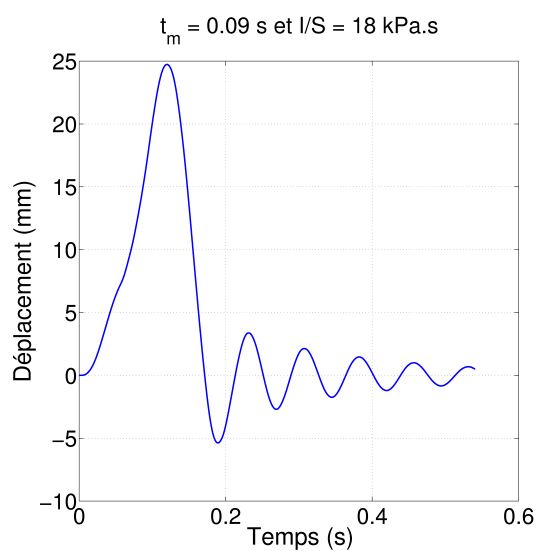
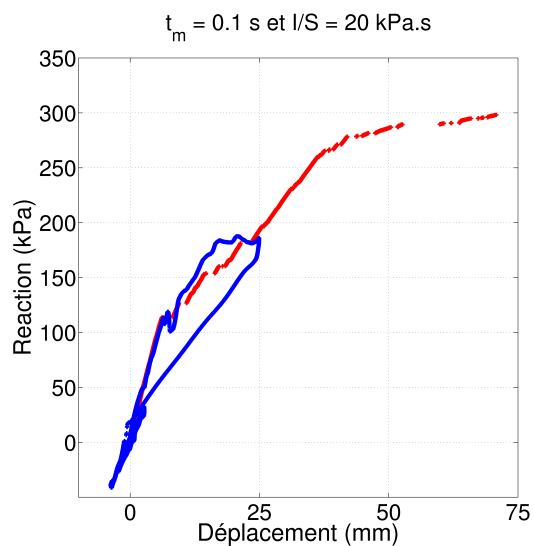
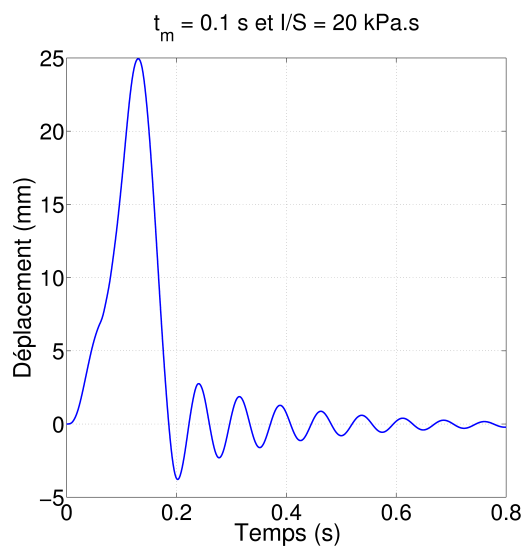


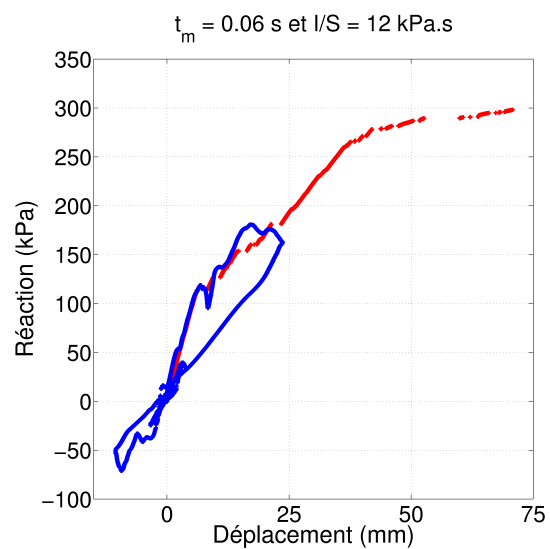
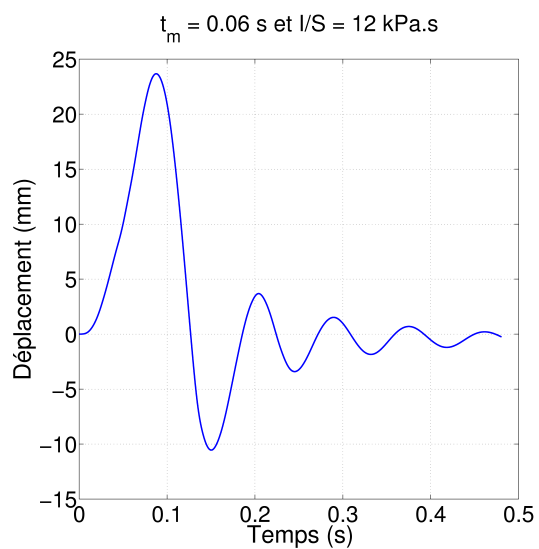
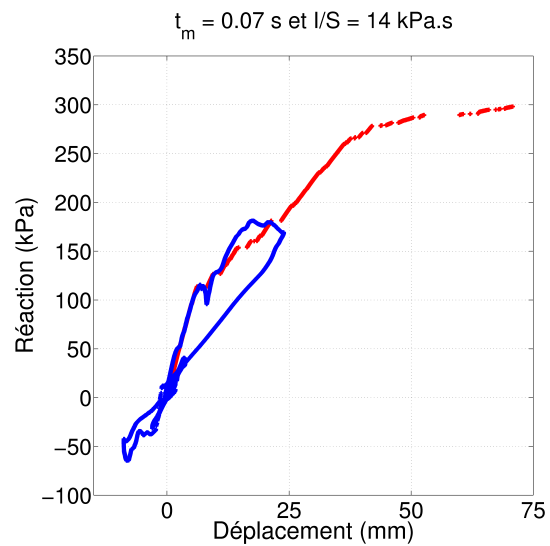
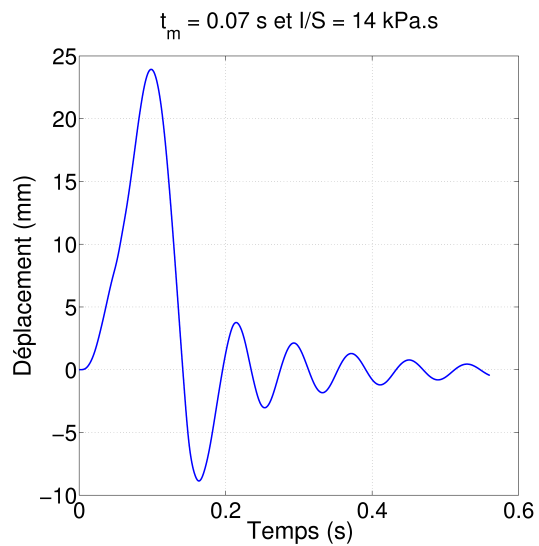






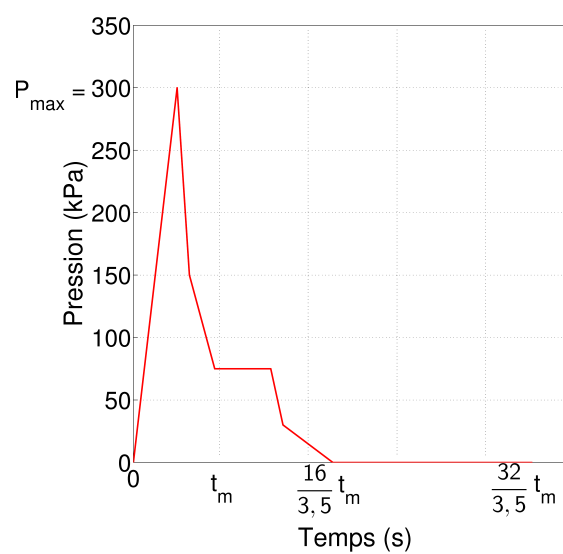




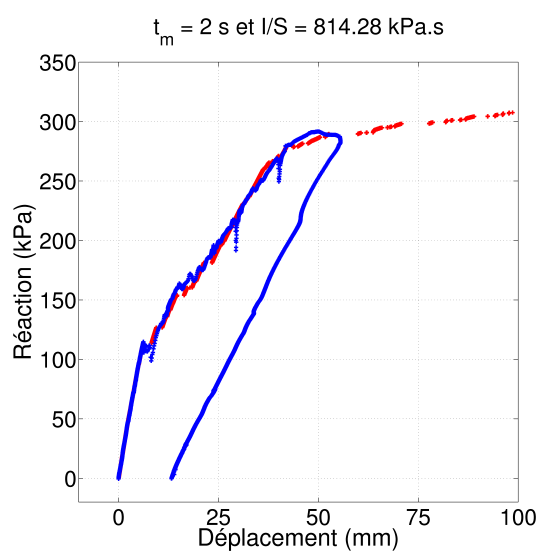
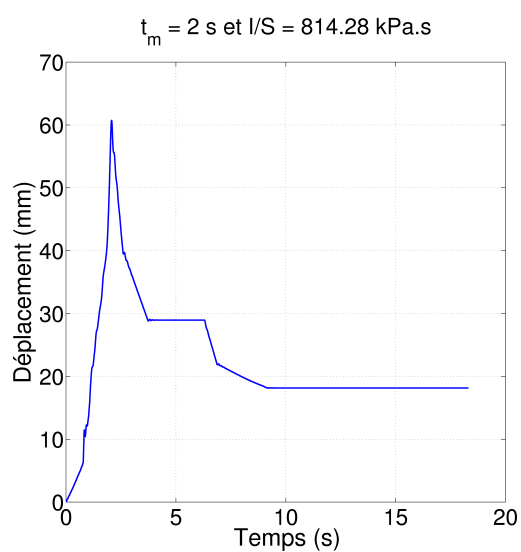
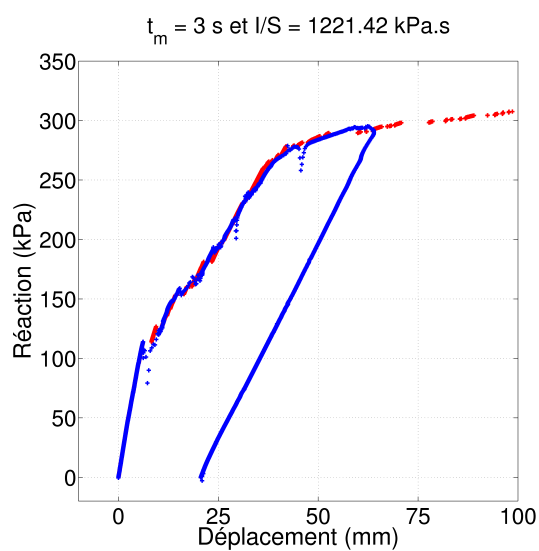
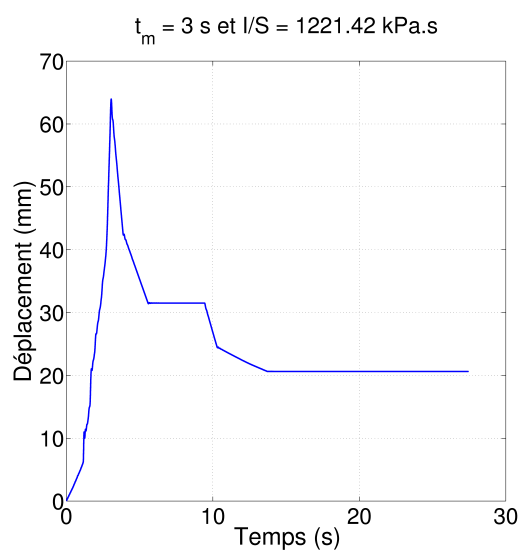
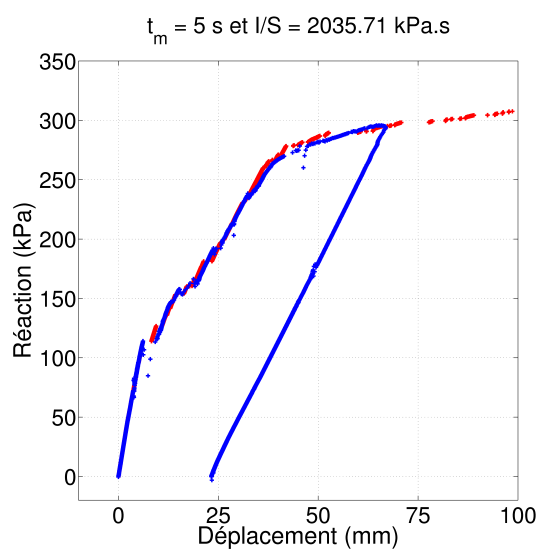
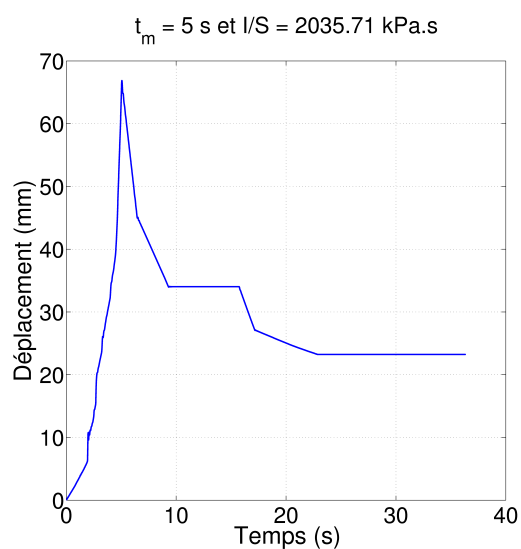


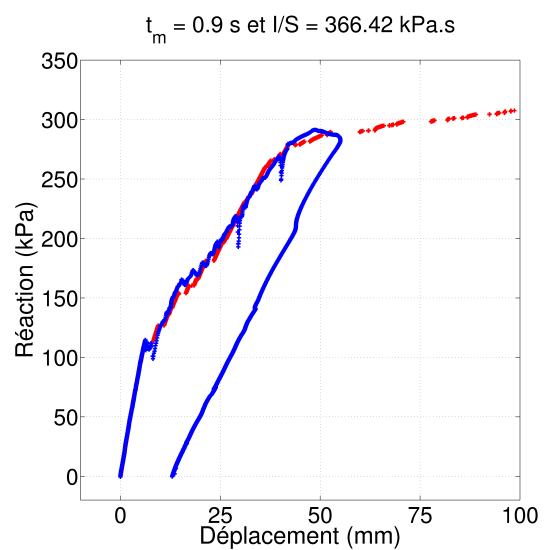
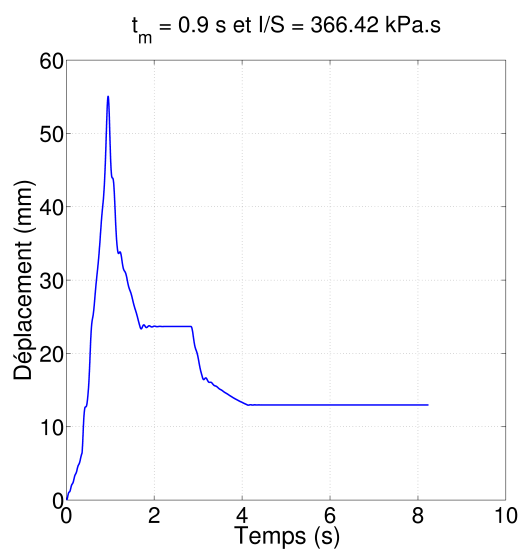
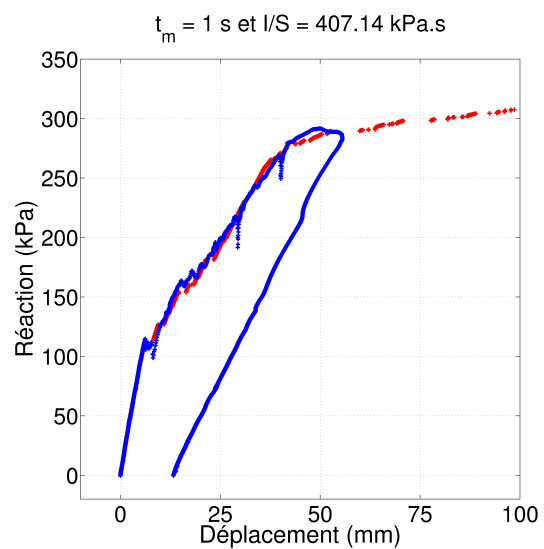
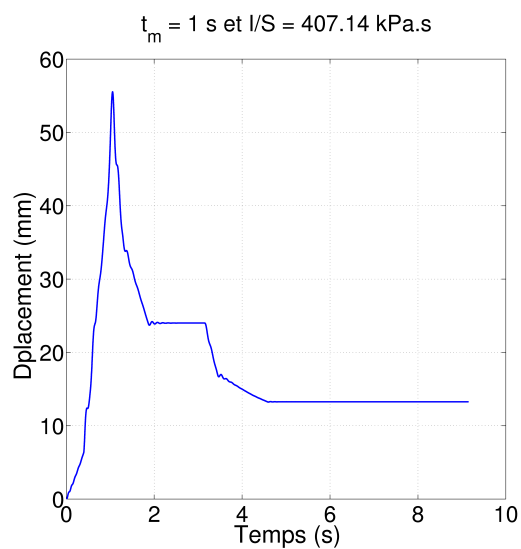
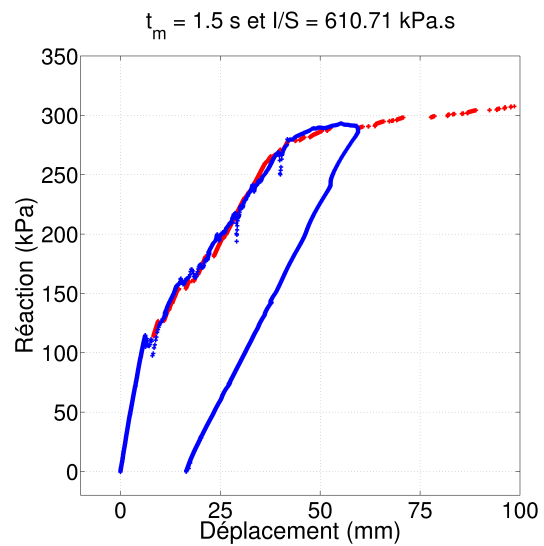
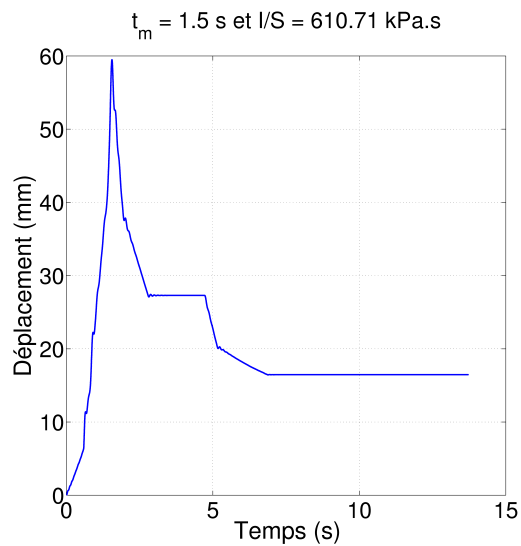
## Signal avalancheux

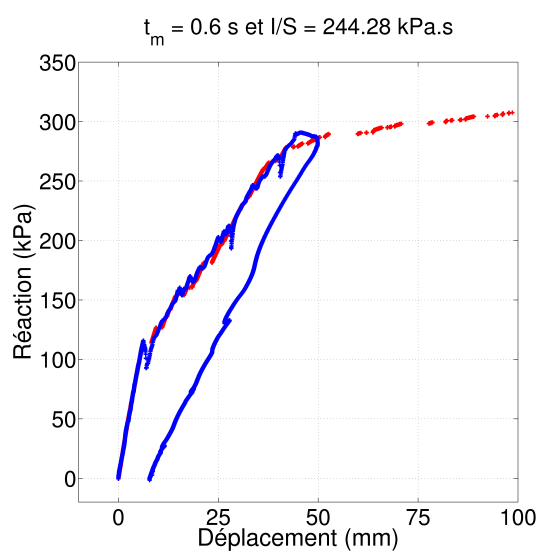
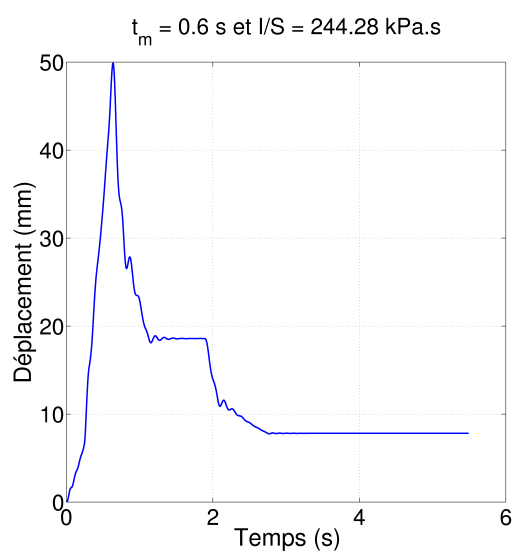
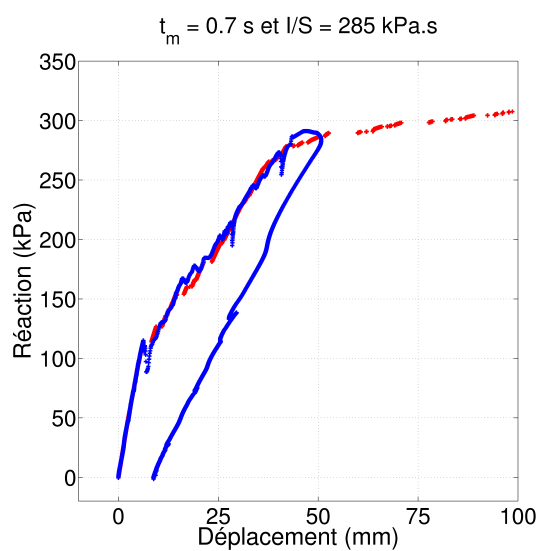
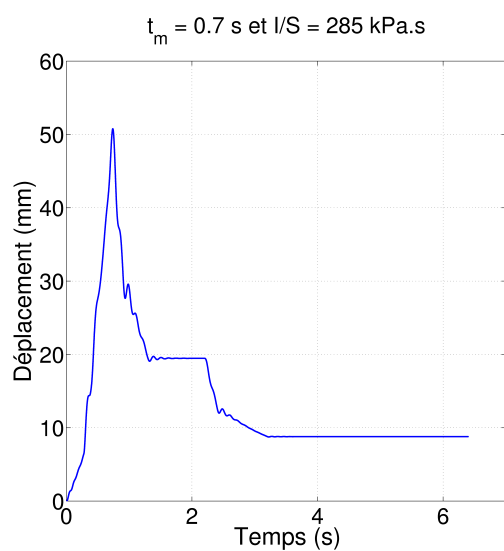
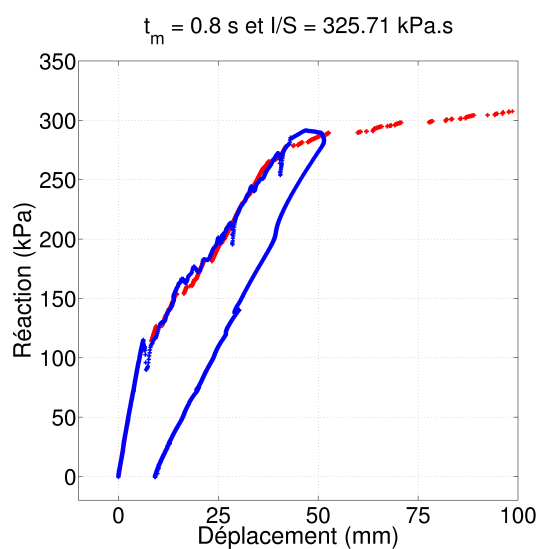
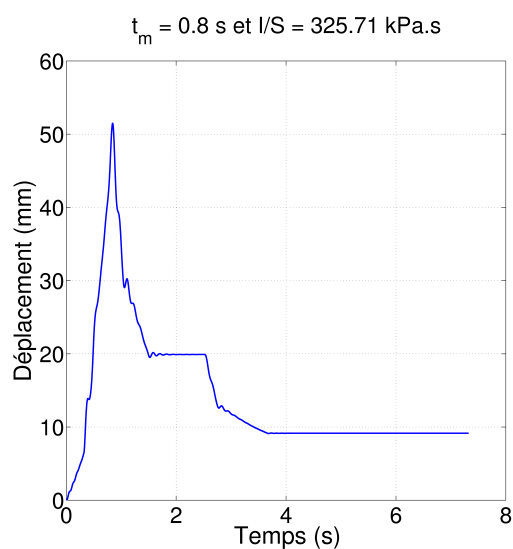
$$P_{max} = 300 \text{ kPa}$$



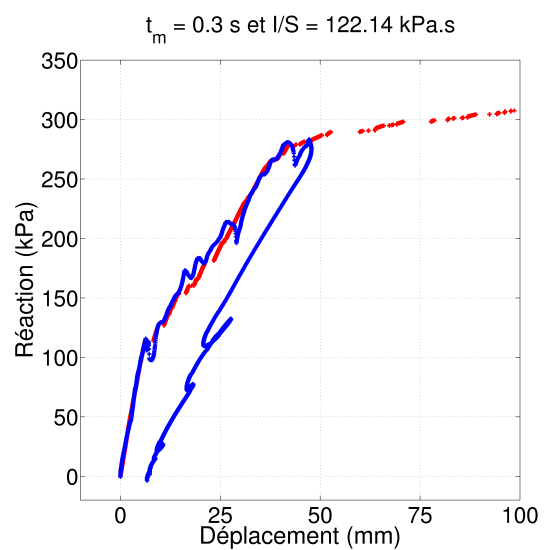
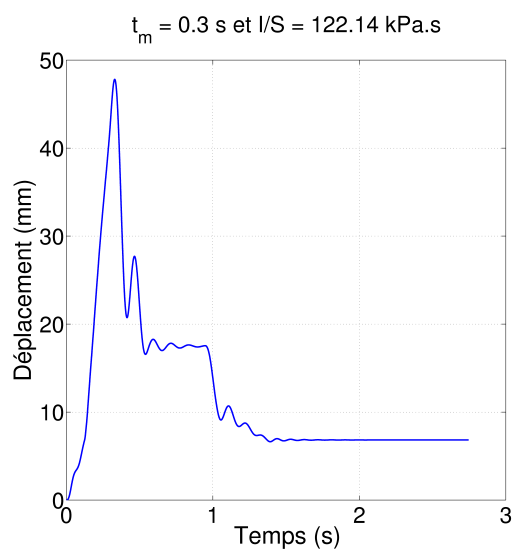
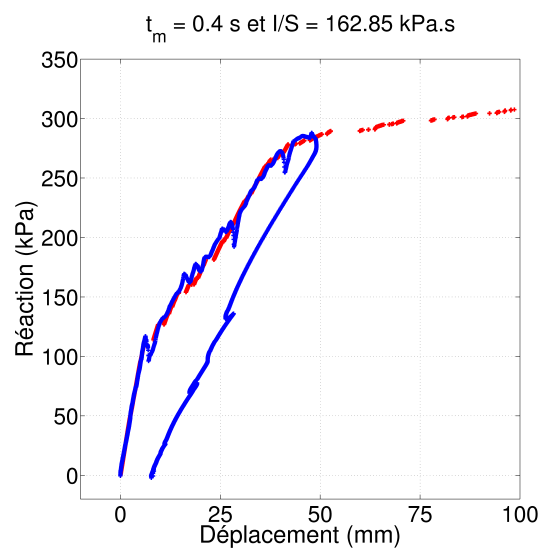
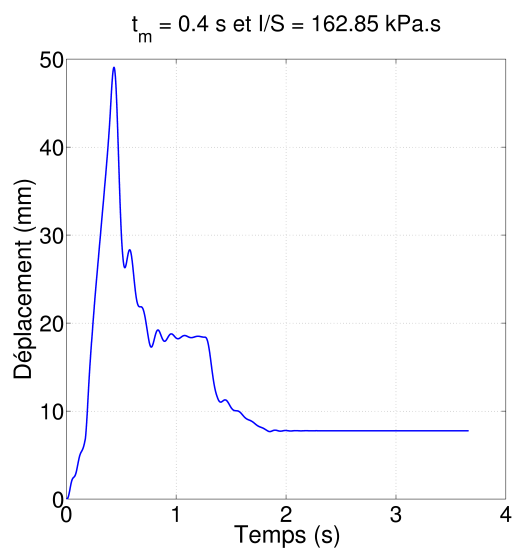
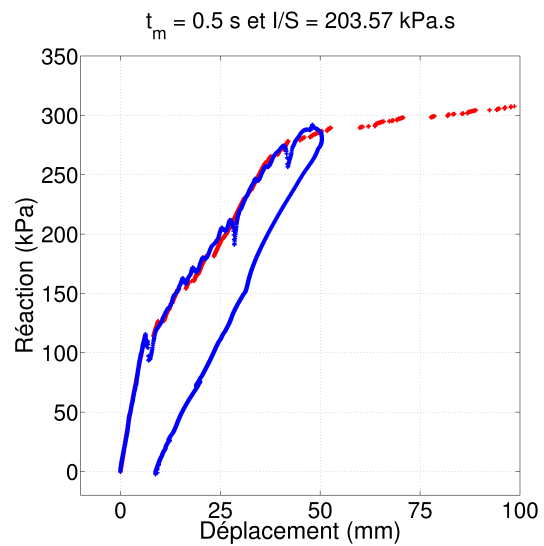
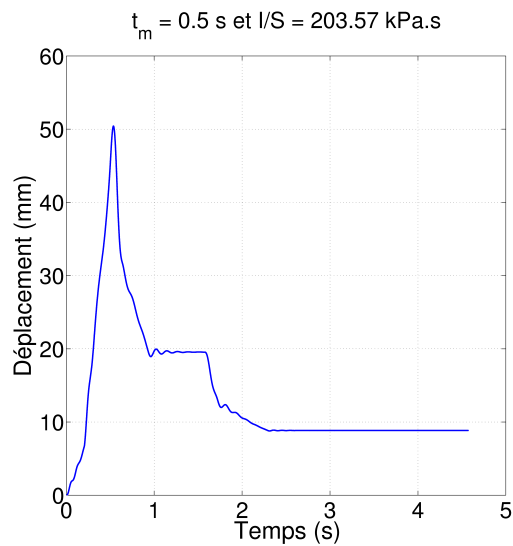


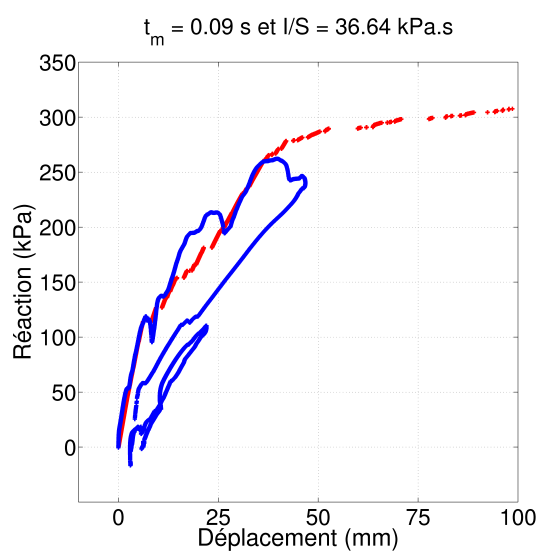
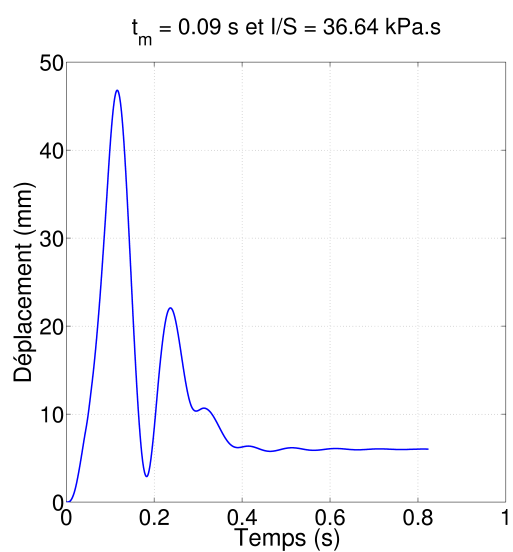
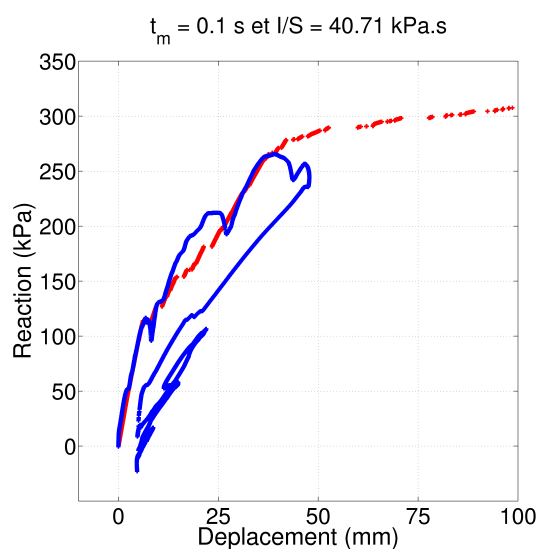
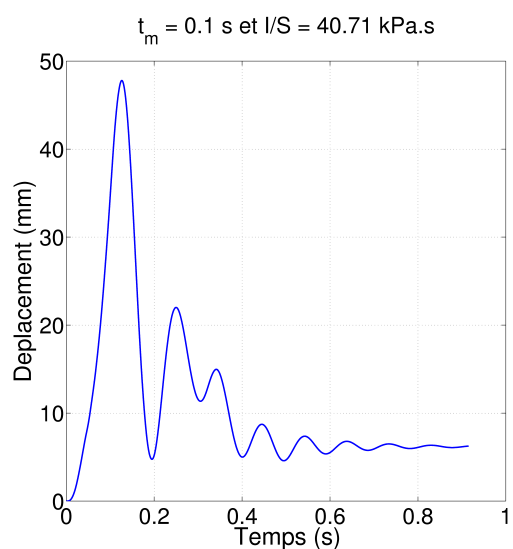
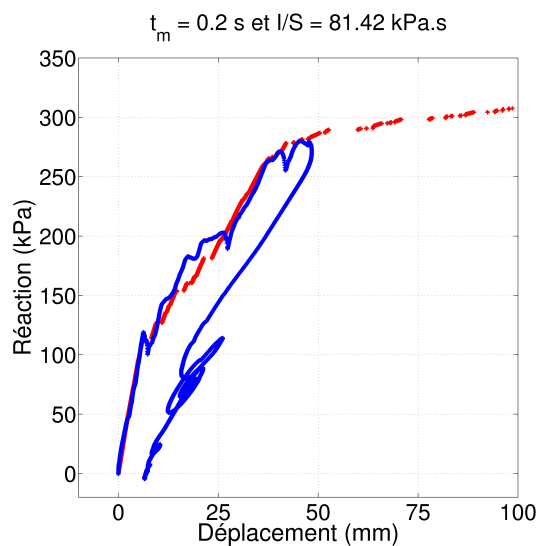
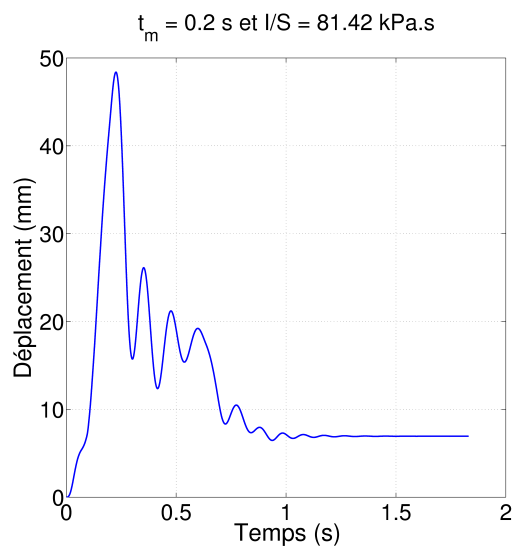


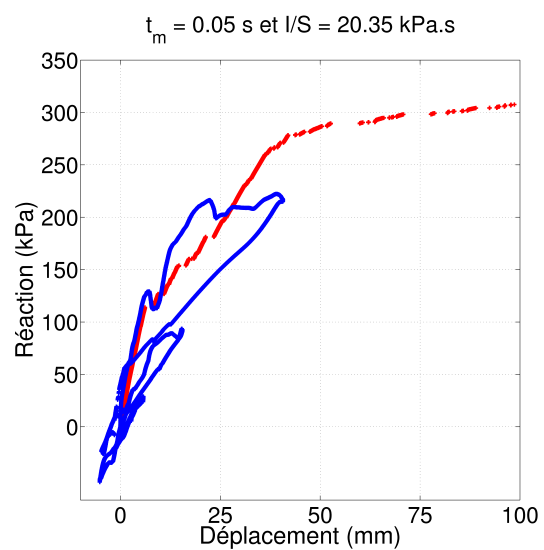
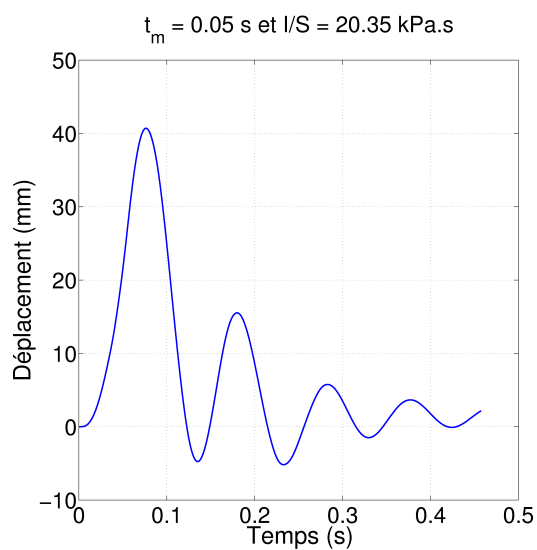
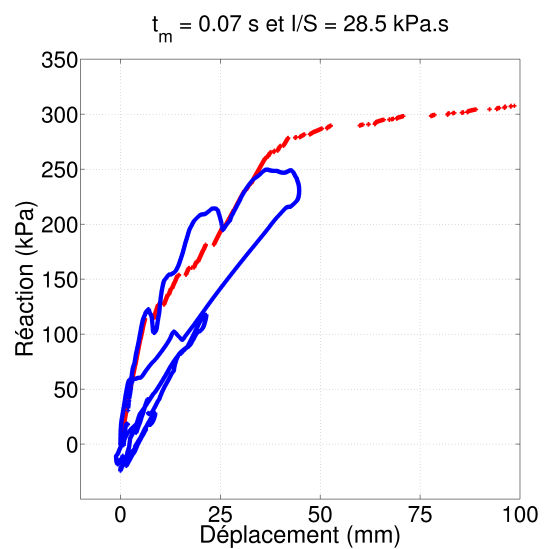
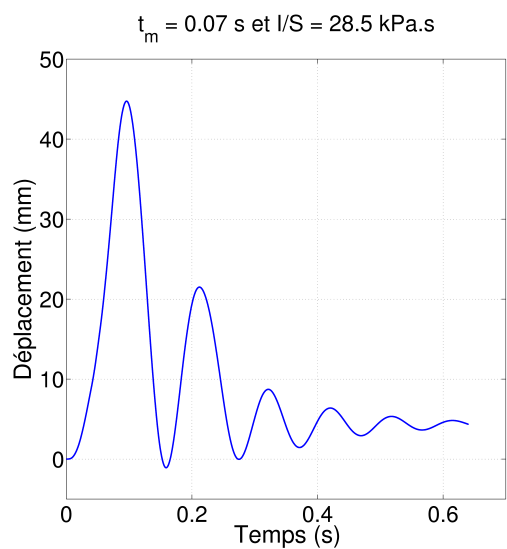
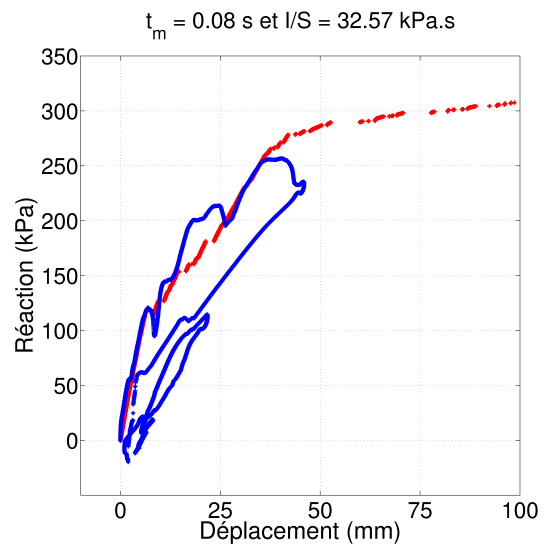
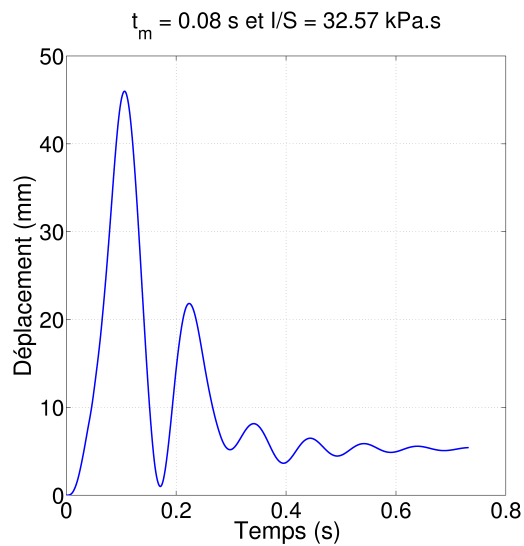






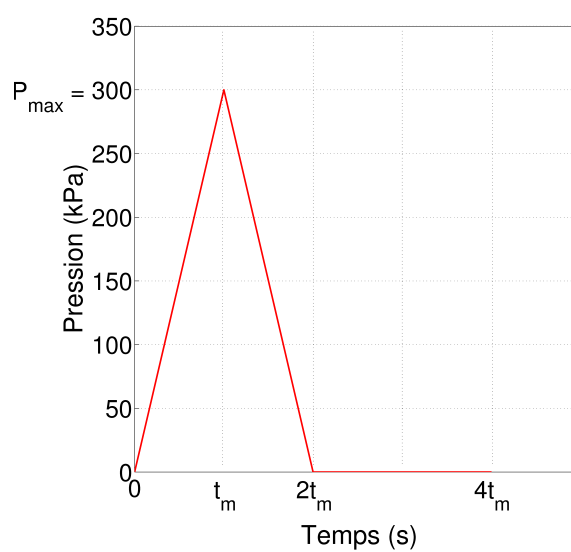




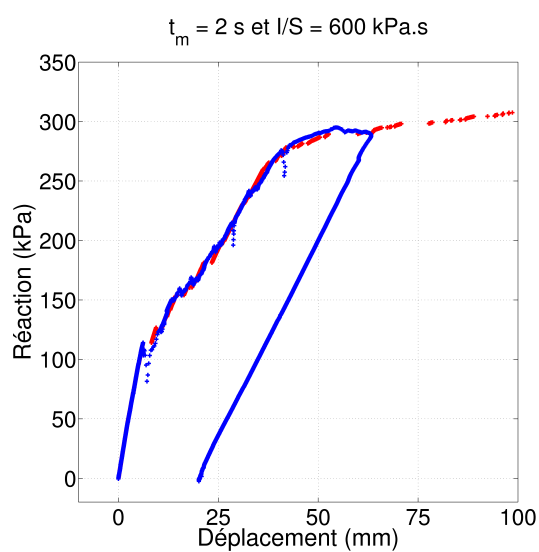
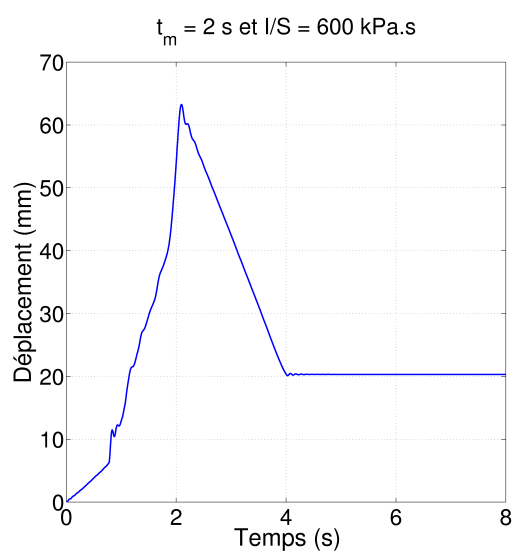
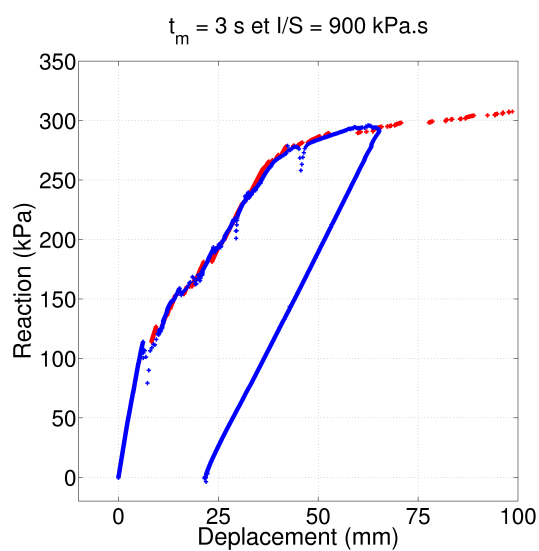
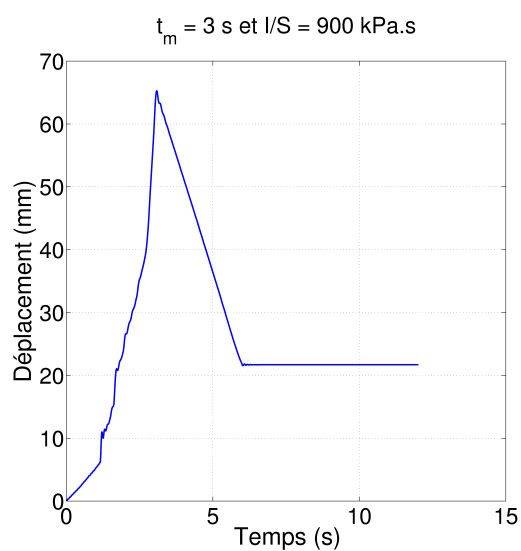
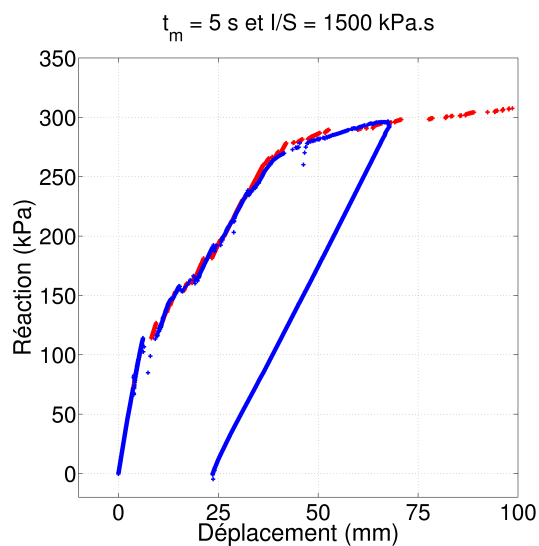
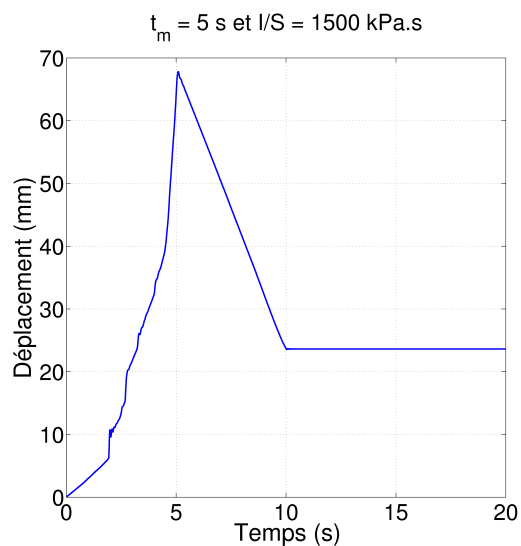


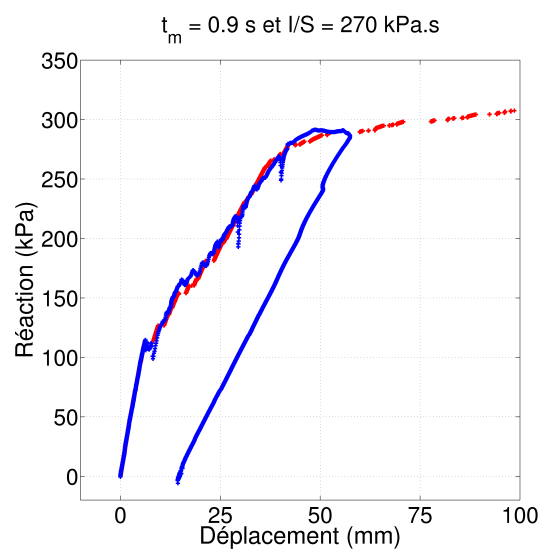
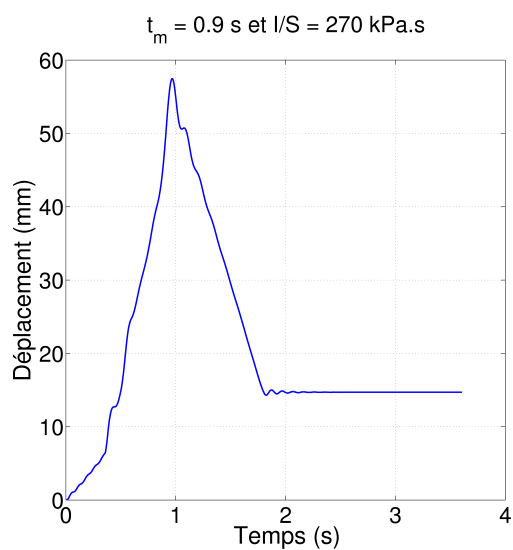
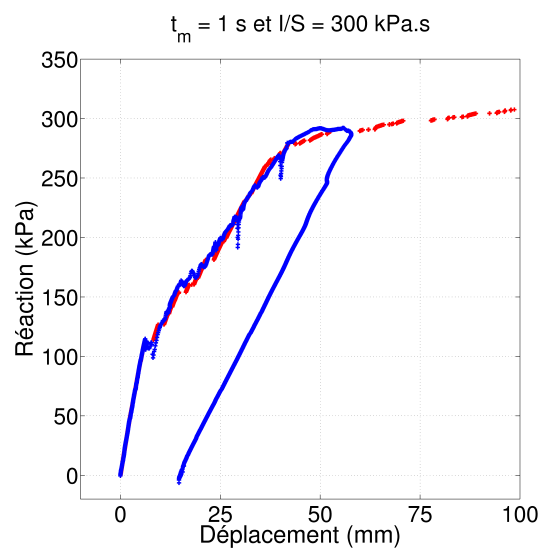
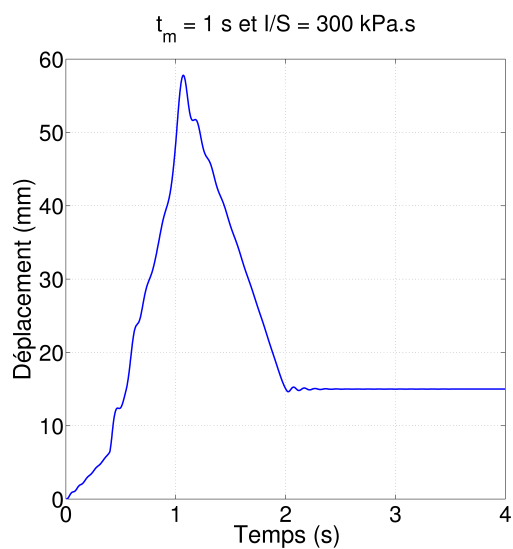
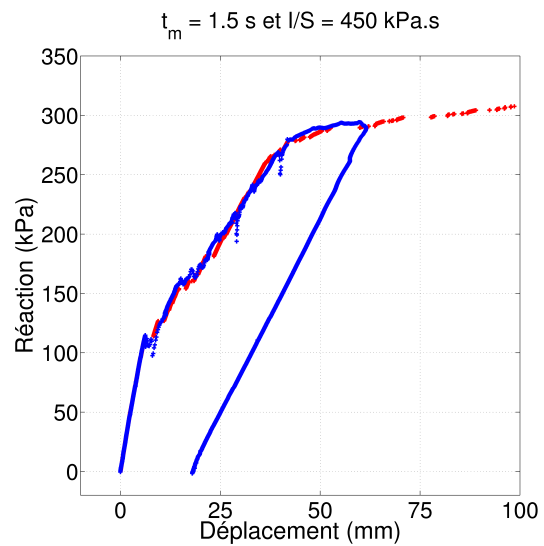
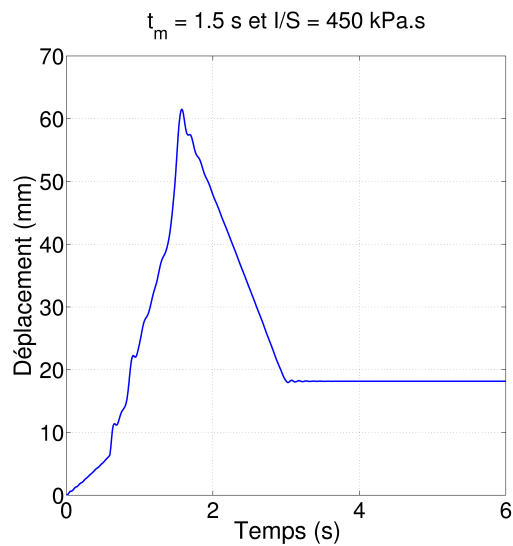
## Signal triangulaire

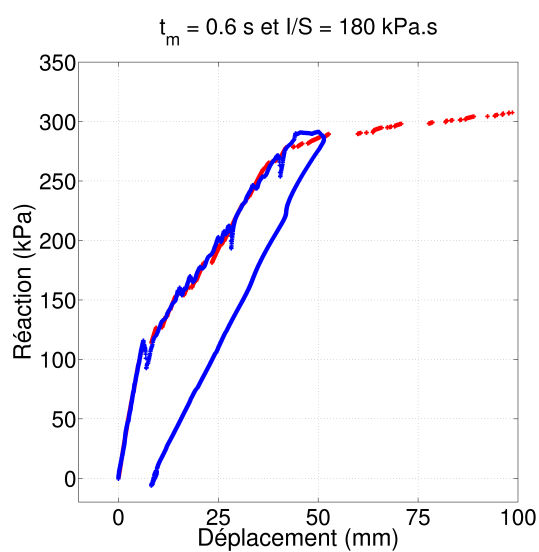
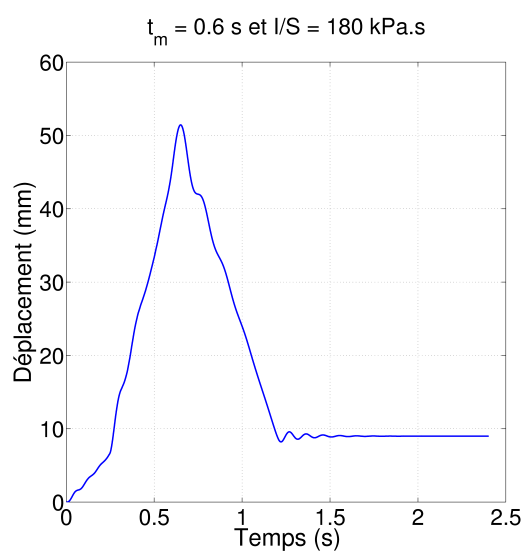
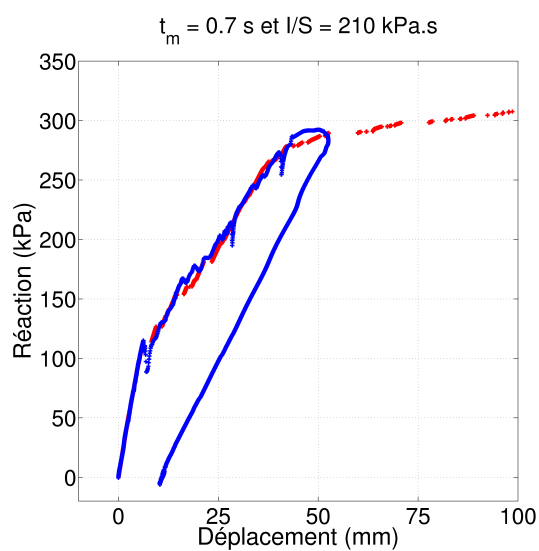
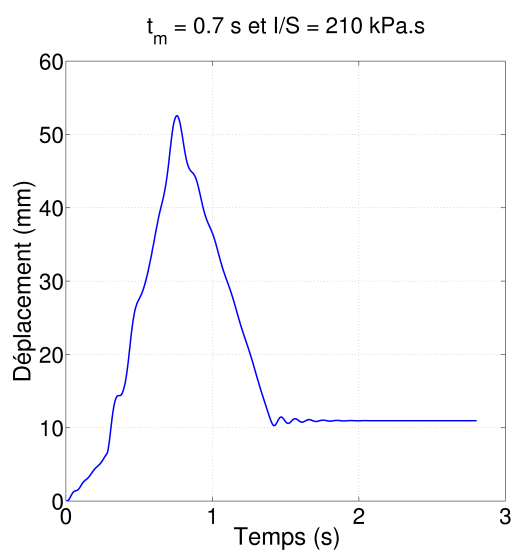
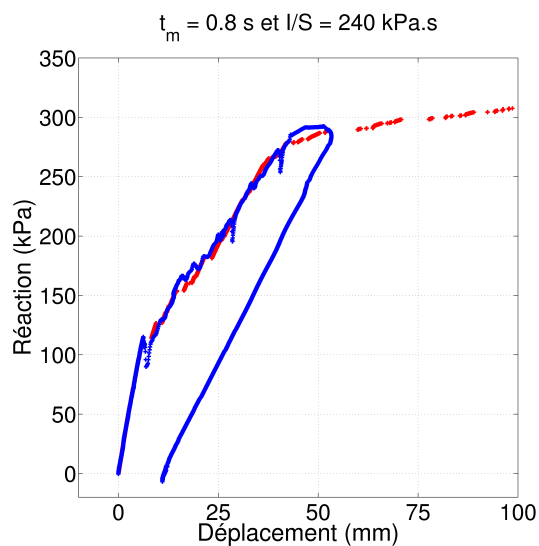
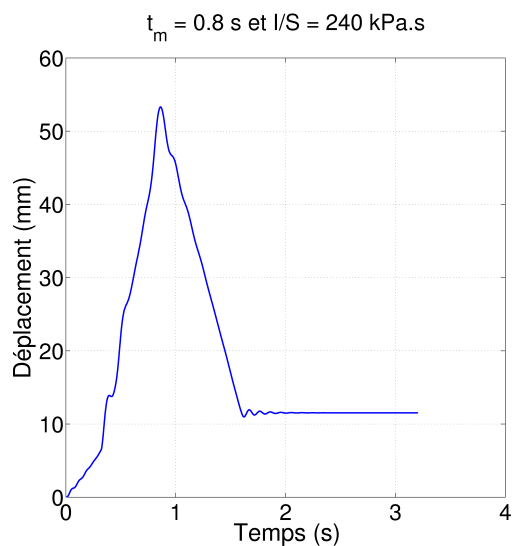
$$P_{max} = 300 \text{ kPa}$$



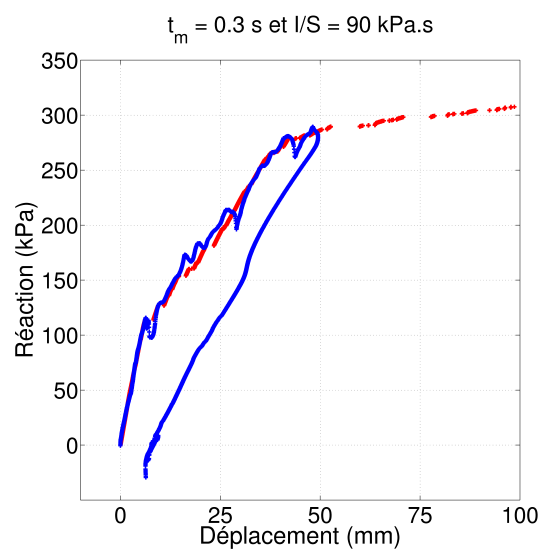
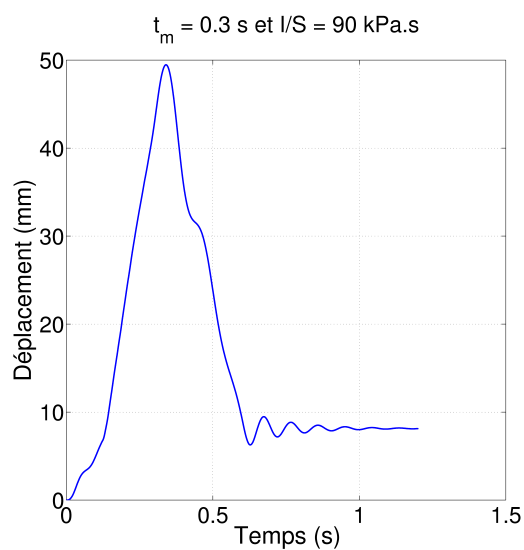
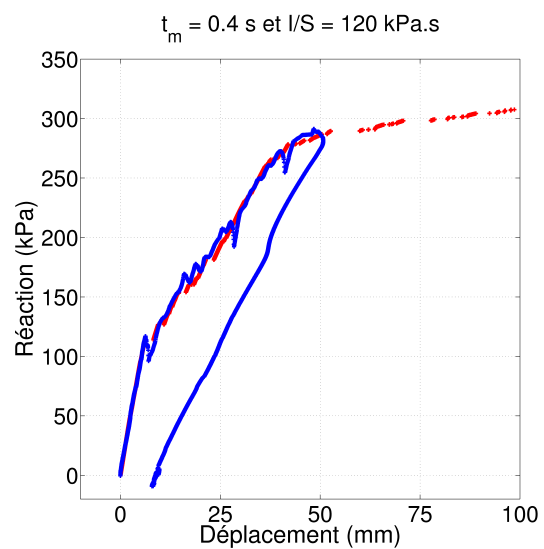
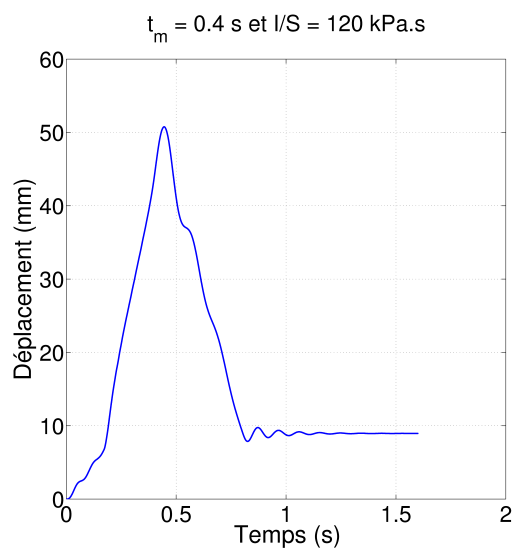
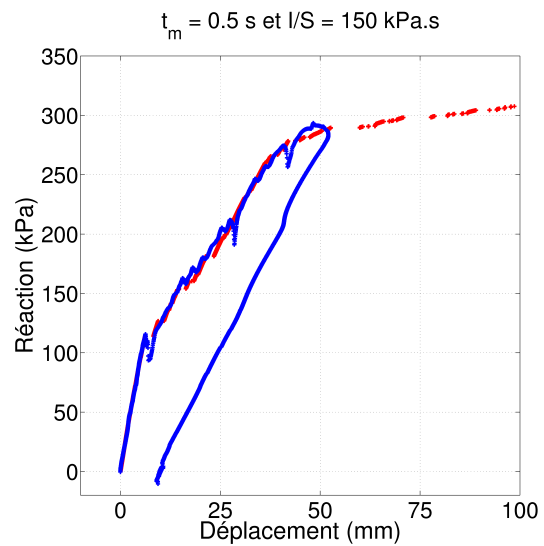
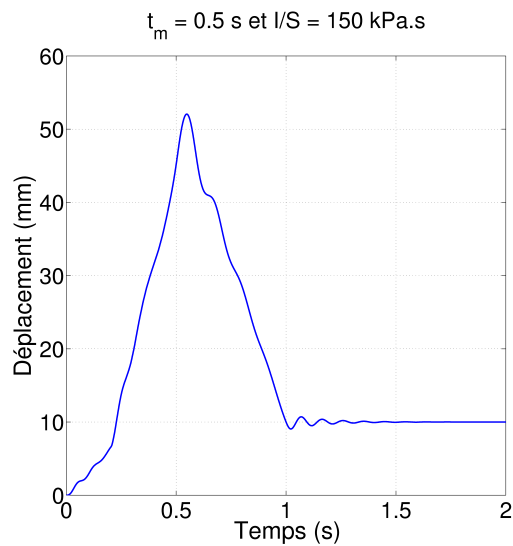


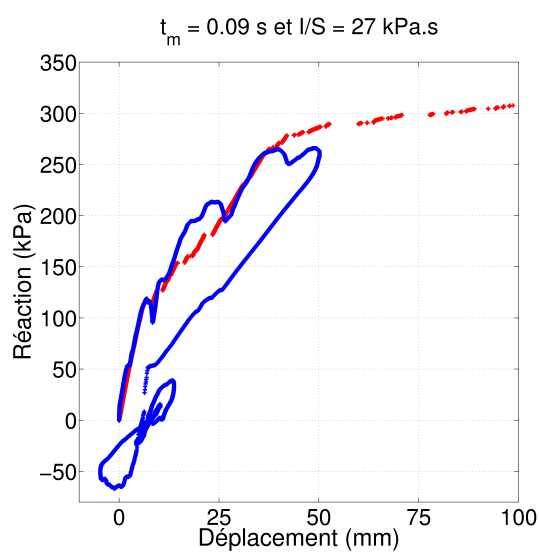
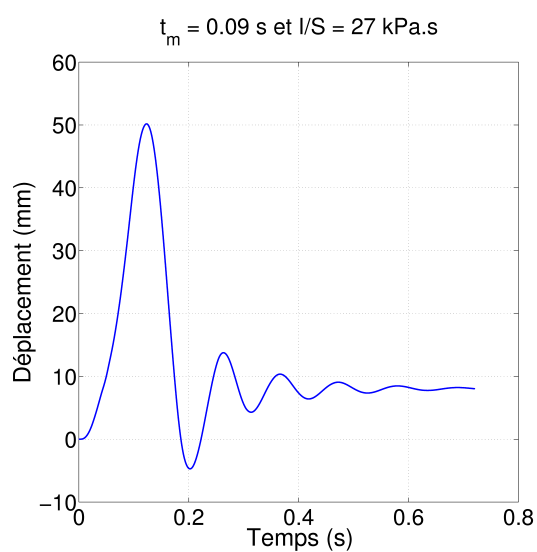
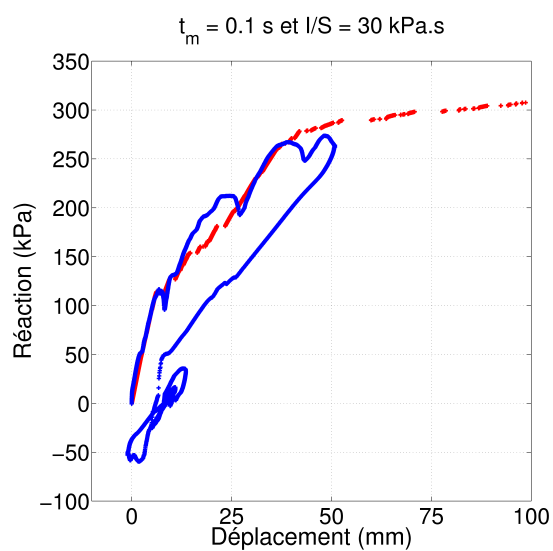
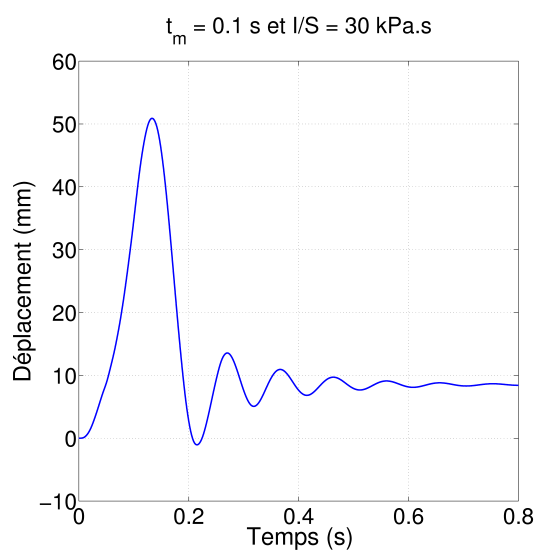
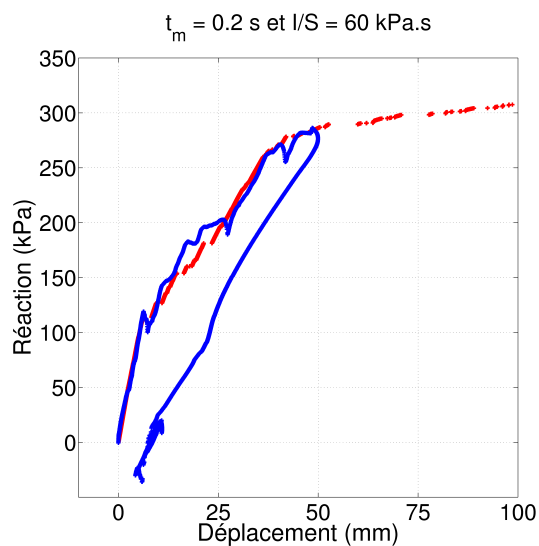
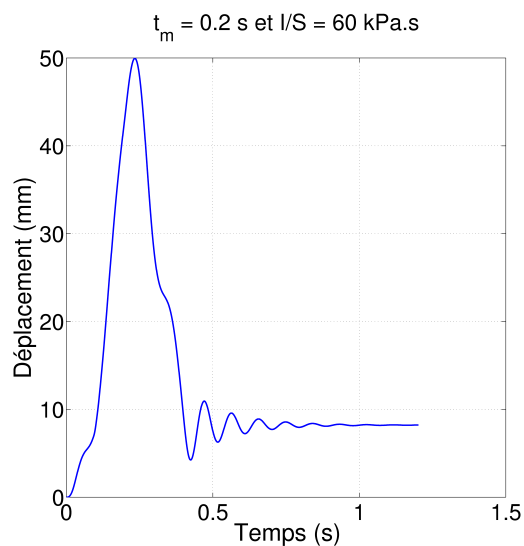


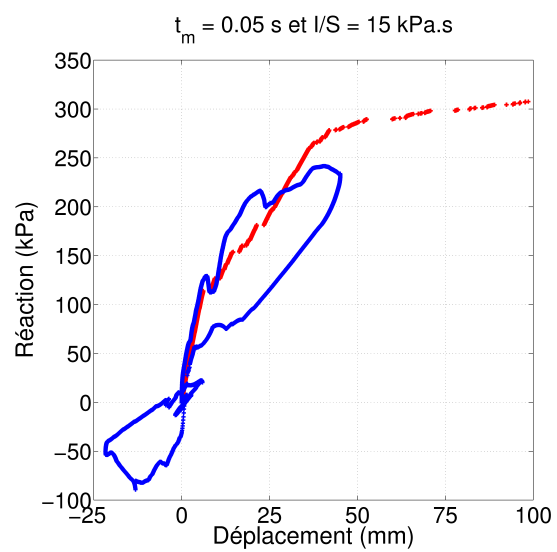
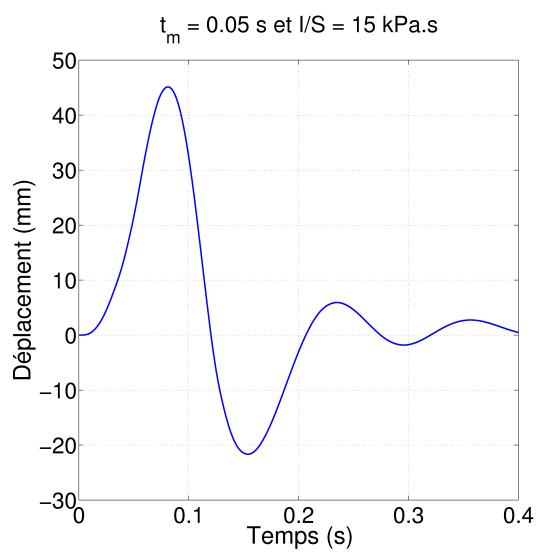
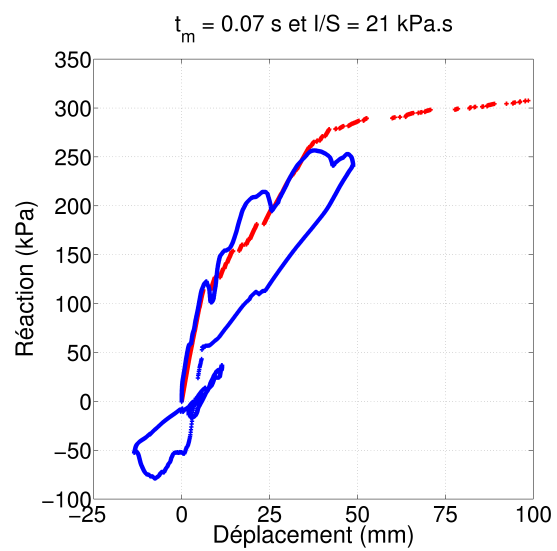
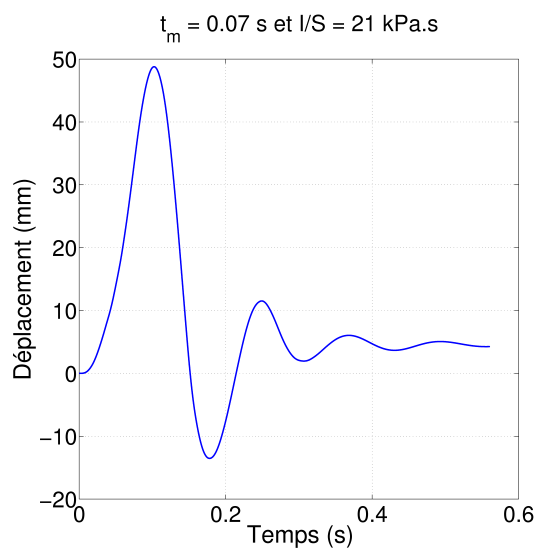
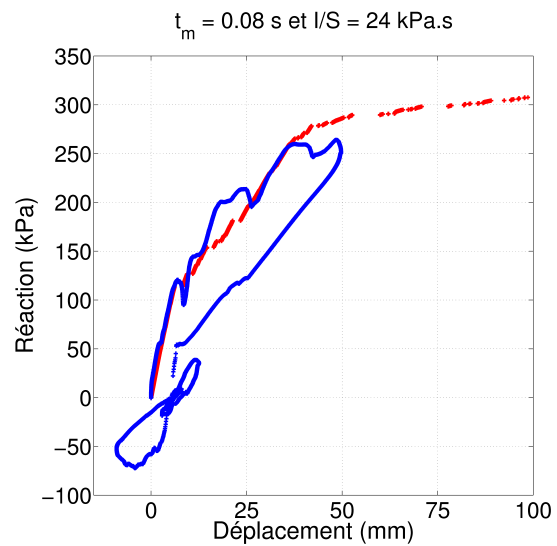
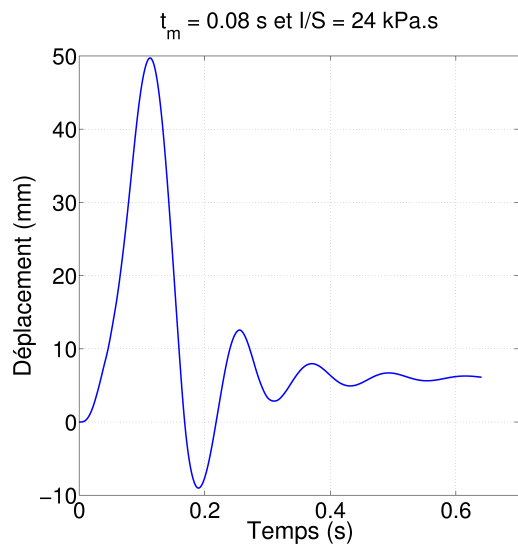












## Annexe 2 : Article paru dans CRST (Cold Regions Science and Technology)

---

(Ousset *et al.*, 2015)





# Static and dynamic FE analysis of an RC protective structure dedicated to snow avalanche mitigation



I. Ousset<sup>a,b,\*</sup>, D. Bertrand<sup>c</sup>, M. Brun<sup>c</sup>, E. Thibert<sup>a,b</sup>, A. Limam<sup>c</sup>, M. Naaïm<sup>a,b</sup>

<sup>a</sup> Irstea, UR ETGR, Centre de Grenoble, 2 rue de la Papeterie – BP 76, F-38402 Saint-Martin-d'Hères, France

<sup>b</sup> Univ. Grenoble Alpes, F-38041 Grenoble, France

<sup>c</sup> INSA Lyon, LGCI, 20 avenue Albert Einstein, F-69621 Villeurbanne, France

## ARTICLE INFO

### Article history:

Received 16 January 2014

Received in revised form 12 December 2014

Accepted 22 December 2014

Available online 8 January 2015

### Keywords:

Hazard mitigation

Finite element analysis

Static and dynamic loadings

Snow avalanche

Reinforced concrete structure

## ABSTRACT

Snow avalanches threaten more and more people and different types of structures in mountainous areas. This study focuses on a protective RC (reinforced concrete) structure consisting of an L-shaped wall. The objective of this paper is to calibrate and validate a 2D FE (Finite Element) model in order to explore the behavior of such RC structures loaded by pressure time signals caused by snow avalanche flows and to assess their vulnerability. Four concrete constitutive laws were tested to accurately describe the total collapse of the structure obtained from a pushover test carried out on a physical 1/6-scale model. Only two of four allowed converging up to the collapse of the wall. Then, the FE model was used to investigate the mechanical response of the wall under dynamic avalanche loading. The result shows that three types of structural responses can occur depending on the impulse of the loading signal: quasi-static, dynamic or impulsive. In the case of dense-snow avalanche loadings, the response of the wall can be described as quasi-static. Nevertheless, this conclusion should be interpreted cautiously. Indeed, avalanche impulses depend on many factors (type of avalanche, density, temperature, etc.) underlining that different structural responses might be expected.

© 2015 Elsevier B.V. All rights reserved.

## 1. Introduction

Avalanche hazard threatens structures and buildings in mountainous regions, where the lack of space and urbanization development continuously increase the vulnerability of human communities. Within the framework of risk analysis, these communities must take into account not only the description of this natural hazard, but also the physical vulnerability of the civil engineering structures exposed (buildings, protective devices, etc.).

Today, civil engineering structures exposed to snow avalanches are mostly designed considering static loadings involving large safety factors (Ancy, 1996; Givry and Perfetini, 2006). The latter highlight the lack of knowledge on the effects of the loading generated by a snow flow. However, during the 1999 and 2005 avalanche events, significant parts of defense structures were destroyed in Taconnaz (Chamonix valley). Berthet-Rambaud et al. (2007), suggested that static design approaches seem to underestimate the potential effect of the snow flow damage.

In the last few decades, research projects (such as the European SATSIE, IRASMOS, PRANE, OPALE and DYNAVAL projects) have essentially sought to improve the understanding of the processes involved in snow

avalanche flows and the description of avalanche loading on structures. Some studies (Berthet-Rambaud, 2004; Berthet-Rambaud et al., 2007; Bertrand et al., 2010; Bonnevie et al., 2003; Bui et al., 2009; Daudon et al., 2009; etc.) investigated the effects of an avalanche on civil engineering structures. For actual complex structures, Berthet-Rambaud et al. (2007) and Daudon et al. (2013), considered that dynamic effects caused by the avalanche loading had to be taken into account. With walls, Bertrand et al. (2010) and Favier et al. (2014), assumed that the response of reinforced concrete (RC) structures to snow avalanches can be assumed to be quasi-static.

The goal of this study was to provide a better understanding of the behavior of a structure subjected to an avalanche loading using a 2D finite element (FE) model. More specifically, this paper presents the calibration of the FE model on experimental data obtained from a pushover test performed on a small-scale physical model.

Although RC structures are very widespread in civil engineering, modeling a complex composite such as reinforced concrete still remains a frequent subject of research. Indeed, concrete consists of three constituents: the cement matrix, the aggregates, and the interface between the matrix and the aggregates. This complexity of the microstructure involves a specific rheology. A nonlinear behavior has to be taken into account when the elastic stress limit is reached, which is due to damage and microcracking (Mazars, 1986). Many numerical models describing this behavior have been published in the literature. At the representative elementary volume scale, successful concrete models have been proposed in

\* Corresponding author at: Irstea, UR ETGR, Centre de Grenoble, 2 rue de la Papeterie – BP 76, F-38402 Saint-Martin-d'Hères, France Tel.: +33 4 76 76 27 64; fax: +33 4 76 51 38 03. E-mail address: [isabelle.ousset@irstea.fr](mailto:isabelle.ousset@irstea.fr) (I. Ousset).

recent decades (Bazant and Oh, 1983; De Borst and Gutiérrez, 1999; etc.). Nonetheless, at the structural scale, these models require excessive computational time. Consequently, a compromise must be found between simplicity and accuracy. The classical proposed approaches consider standard damage models (La Borderie, 1991; Mazars, 1986), or models based on smeared fixed crack concepts (Ile and Reynouard, 2000).

In the present paper, four constitutive laws, two based on the plasticity theory and two damage models, are tested to reproduce the strength–displacement curve obtained experimentally. For steel, a classical law is retained according to the experimental data. Moreover, a perfect bond assumption between concrete and steel rebars is assumed.

First, a parametric study was conducted to identify the influence of the materials' properties on the structural response. The objective was to obtain numerical results in agreement with experimental data.

Finally, a synthetic triangular loading signal and a time-history signal coming from in-situ measurements on an obstacle inside a snow flow (Thibert et al., 2008), were applied on the modeled structure to analyze its mechanical response.

## 2. Materials and methods

### 2.1. Description of the structure

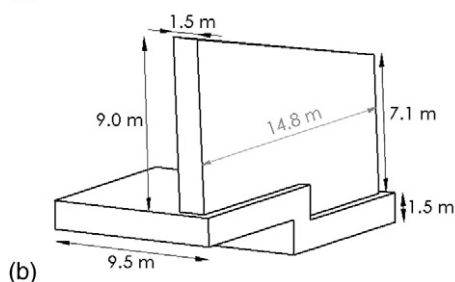
#### 2.1.1. Tacconnaz shelter

The structure considered in the present study is an RC L-shaped wall. This structure is representative of existing deflection walls (Fig. 1) comprising a part of the protective device (Fig. 2) located in the Tacconnaz avalanche path. This path is located in the intermediary part of the Chamonix valley below the Tacconnaz glacier and is regularly impacted by snow avalanches coming from the Goûter glacier and rated as the largest avalanche path in France. Different cottages such as the Tacconnaz hamlet have been built on the alluvial fan. After being destroyed several times with previous dams proving to be insufficient, a large avalanche protective device was built in the early 1990s. Enclosing the runout zone, this complete system includes different obstacles with different functions:

- eleven deflective walls, laid out into two rows, allowing the avalanche flow to spread out when it enters the defense structure area;
- then four rows of braking mounds in a quincunx pattern, to slow down the flow and dissipate the energy;
- finally, a 14-m-tall frontal terminal catching dam, which stops the progression of the avalanche.



(a)



(b)

Fig. 1. (a) The actual Tacconnaz deflective wall partially destroyed in 1999 (courtesy of F. Rapin — Irstea) and (b) Dimensions of the actual structure.

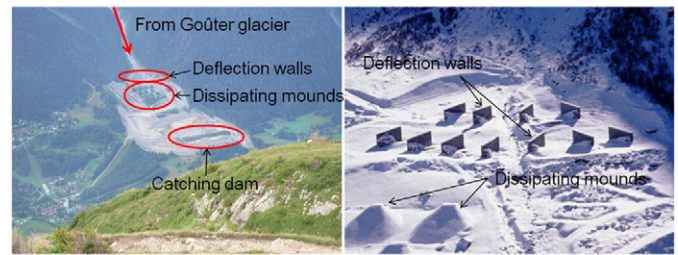


Fig. 2. Tacconnaz protective device (courtesy of R. Burnet and F. Valla — Irstea).

Two of the deflective walls, located in the right extremity (in reference to the flow direction) of the protective device, were partially destroyed by a mixed avalanche in 1999. The first wall (the lower of the two damaged walls), supported by a rock masonry structure placed behind the exposed face, was simply destroyed by a distributed pressure on the uphill wall face. The second wall (the higher of the two damaged walls) collapsed due to a combination of a distributed pressure and a localized impact likely coming from an ice or stone block (Berthet-Rambaud et al., 2007). Additional substantial damage was again caused by a dense-snow avalanche in 2005. The whole protective system was recently renewed and improved, as described in detail by Naaïm et al. (2010).

#### 2.1.2. 1/6-scale model

To provide data for the initial explanations of the collapse of the RC structures and to investigate the initial failure mechanisms influenced by the interaction between bending and shear, laboratory tests were performed on a physical 1/6-scale model of the deflective wall, which are presented here. Given that a dynamic test was not possible, a quasi-static pushover test was foreseen, considering that the behavior of a rectangular wall submitted to normal pressure had not yet been sufficiently studied (Berthet-Rambaud et al., 2008).

The laboratory small-scale model was defined according to the actual structure without the two foundation plates and simplifying the wall shape itself. This geometrical simplification was retained to perform experimental tests, as far as the staircase-shaped base was essentially chosen to adapt the structure to the ground. The structure is then simply divided into two parts: a vertical wall and a base. The concrete is 1.6 m high, 1.0 m wide, 2.5 m long and 0.25 m thick, as specified in Fig. 3a and Table 1.

The chosen boundary conditions are a simplification of the actual situation: the base of the structure is clamped using a single foundation.

The wall is reinforced by steel rebars whose diameters ranged from 6 to 12 mm, placed as shown in Fig. 3a and whose characteristics are presented in Table 2. The reinforcement ratio is identical to that of the actual structure and the characteristics of the steel rebars were proportionally modeled. Steel layers are spaced every 12 cm in the z-direction.

The numerical 1/6-scale model exposed later in Section 2.3 is fully equivalent to the experimental model.

#### 2.1.3. Full-scale model

The full-scale numerical model represents the actual deflective RC wall set up on the Tacconnaz protective site.

The size of the modeled structure is in that case similar to the actual structure and the geometry similar to the laboratory model, without the two foundations. It consists of concrete that is 9.6 m high, 9.0 m wide, 14.8 m long and 1.5 m thick, as specified in Fig. 3b and Table 1.

The wall is reinforced by steel rebars whose diameters range from 14 and 32 mm, placed as shown in Fig. 3b and whose characteristics are presented in Table 3. Steel layers are spaced every 15 cm in the z-direction.



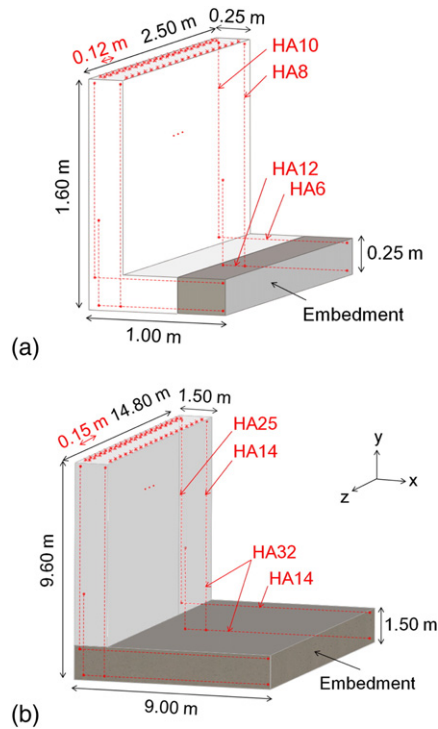


Fig. 3. (a) Experimental 1/6-scale and (b) full-scale models.

## 2.2. Experimental results

### 2.2.1. Pushover test

The experimental tests are presented in detail by Berthet-Rambaud et al. (2007).

As shown in Fig. 4, the loading is applied using six hydraulic bags distributed across the upstream face. These pistons allow application of a uniform distribution of pressure varying linearly over time up to the total collapse of the wall. A reaction wall is composed of metal beams supported by set angle sections, which are themselves fixed in the test slab with prestressed steel rebars.

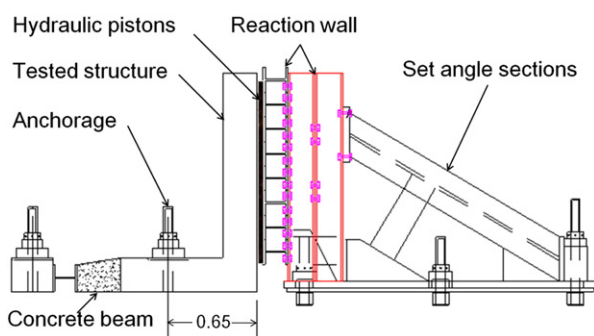


Fig. 4. Laboratory test bench.

The model is completely equipped with strain gauges positioned on the concrete wall and the steel rebars. Displacement sensors provide the horizontal deflection of the vertical wall at different locations and levels. Thus, the capacity of the structure was measured and the failure mode of the structure was observed.

These experimental tests give a complete and accurate database allowing calibration of the proposed numerical model. The experimental results are presented in Fig. 5.

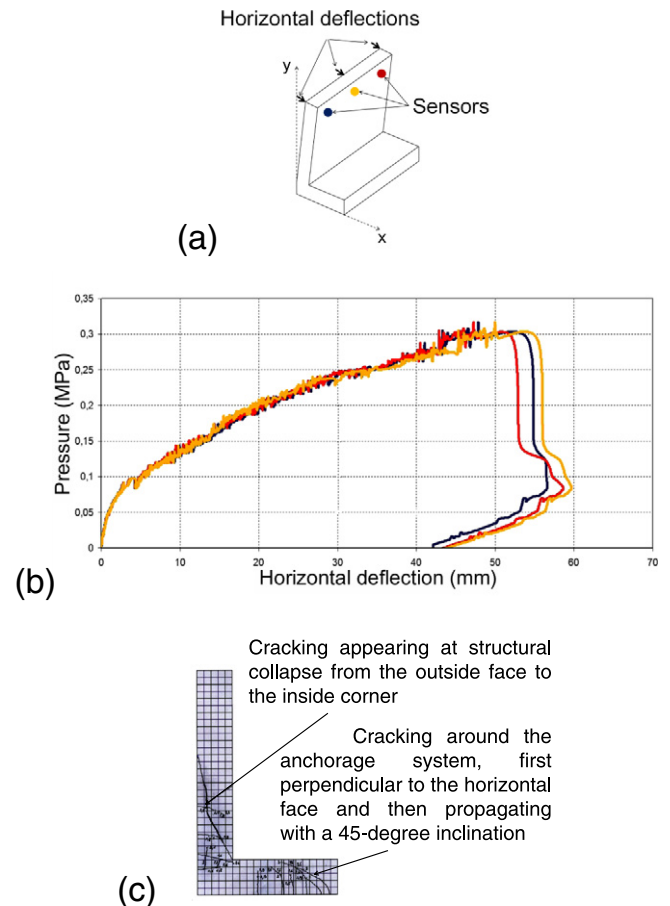


Fig. 5. Experimental results: (a) Position of the displacement sensors in the 1/6-scale model, (b) deflections measured on the top of the vertical wall and (c) cracking description at the end of the pushover test.

The load-deflection curves (Fig. 5b) describe the horizontal displacement measured on the top of the vertical wall in three different points (middle and extremities, Fig. 5a) during the pushover loading.

The crack spatial distribution at the end of the test is represented in Fig. 5c. Cracks appear in two zones. The first cracks appear in the embedment at a 120-kPa pressure. These cracks, located in the right of the embedment, initially propagate vertically and then at 45° around the anchorage system. Their propagation stops at 260 kPa. Concerning the vertical wall, the first crack appears in the lower portion of the wall, near the junction at the base, at a 150-kPa pressure. Cracks then propagate towards the central part, first perpendicular to the surface of the vertical wall in accordance with the bending effect, but then progressively with an inclination. The final crack related to the collapse occurs suddenly at a 300-kPa pressure with a horizontal deflection of the vertical wall equal to 50 mm. It originates at the middle of the vertical wall on the tense face and corresponds to the rebars stopping. Then the crack extends with a 45-degree inclination to the junction between the vertical wall and the base over the compressed face, and its opening is very large (around 4 mm). In addition, the collapse appears after the rebars yield.

### 2.2.2. Materials properties

Experiments were conducted on the day of the test to characterize concrete and steel accurately and notably to determine their quasi-static compressive and tensile strengths.

The concrete characteristics were measured on six cylindrical samples 220 mm long and 110 mm in diameter, which were subjected to unconfined compression or wedge tests. Tensile tests were also conducted for the steels. The third column of Table 1 presents the values obtained experimentally and the fourth column the mean of these values.



## 2.3. Numerical modeling

### 2.3.1. Finite element analysis

To investigate the mechanical response of the structure and to take into account the nonlinear properties of the materials, the RC wall was

**Table 1**  
Geometry and mechanical properties of the structure in the 1/6 and full scales.

Parameter	Symbol	Experimental values	Mean	Calibration value	Unit
<i>Vertical wall geometry</i>					
Height	$h$	1.60 or 9.60	–	–	m
Thickness	$e_p$	0.25 or 1.50	–	–	m
Length	$L$	2.50 or 14.80	–	–	m
<i>Base geometry</i>					
Width	$l$	1.00 or 9.00	–	–	m
Thickness	$e_p$	0.25 or 1.50	–	–	m
Length	$L$	2.50 or 14.80	–	–	m
<i>Concrete properties</i>					
Density	$\rho^c$	–	–	2500	kg/m <sup>3</sup>
Young's modulus	$E_y^c$	38,842 and 38,925	38,884	38,840	MPa
Poisson's ratio	$\nu^c$	0.18 and 0.3	0.24	0.2	–
Compressive strength	$f_c^c$	76; 77.4; 77.9 and 78.3	77.4	80	MPa
Tensile strength	$f_t^c$	6.5 and 6.8	6.65	5.5	MPa
<i>Steel properties</i>					
Density	$\rho^s$	–	–	7500	kg/m <sup>3</sup>
Young's modulus	$E_y^s$	–	217,000	217,000	MPa
Poisson's ratio	$\nu^s$	–	0.3	0.3	–
Yield strength	$f_y^s$	–	575	400	MPa
Ultimate tensile strength	$f_u^s$	–	620	445	MPa
Ultimate strain	$\varepsilon_u^s$	–	0.037	0.037	–

**Table 2**  
Geometry properties of the steel rebars in the 1/6-scale structure.

Name	Abscissa x	Ordinate y	Type	Number	Section in m <sup>2</sup>	Ratio in m <sup>2</sup> /m
LA1	0.03	From 1.36 to 1.57	HA10	21	$1.6493 \times 10^{-3}$	$6.597 \times 10^{-4}$
LA2	0.03	From 0.36 to 1.36	HA10	42	$3.2987 \times 10^{-3}$	$1.3195 \times 10^{-3}$
LA3	0.03	From 0.25 to 0.36	HA10	21	$1.6493 \times 10^{-3}$	$6.597 \times 10^{-4}$
LA4	0.06	From 0.59 to 0.71	HA12	21	$2.3750 \times 10^{-3}$	$9.500 \times 10^{-4}$
LA5	0.06	From 0.30 to 0.59	HA12	42	$4.7501 \times 10^{-3}$	$1.9000 \times 10^{-3}$
LA6	0.06	From 0.03 to 0.30	HA12	63	$7.1251 \times 10^{-3}$	$2.8501 \times 10^{-3}$
LA7	From 0.06 to 0.97	0.03	HA12	63	$7.1251 \times 10^{-3}$	$2.8501 \times 10^{-3}$
LA8	From 0.03 to 0.97	0.22	HA6	14	$3.958 \times 10^{-4}$	$1.583 \times 10^{-4}$
LA9	0.22	From 0.03 to 0.25	HA8	10	$5.027 \times 10^{-4}$	$2.011 \times 10^{-4}$
LA10	0.22	From 0.25 to 0.48	HA8	20	$1.0053 \times 10^{-3}$	$4.021 \times 10^{-4}$
LA11	0.22	From 0.49 to 1.57	HA8	10	$5.027 \times 10^{-4}$	$2.011 \times 10^{-4}$

**Table 3**  
Geometry properties of the steel rebars in the full-scale structure.

Name	Abscissa x	Ordinate y	Type	Number	Section in m <sup>2</sup>	Ratio in m <sup>2</sup> /m
LA1	0.03	From 8.16 to 9.57	HA25	98	$4.8106 \times 10^{-2}$	$3.2504 \times 10^{-3}$
LA2	0.03	From 2.16 to 8.16	HA25	196	$9.6211 \times 10^{-2}$	$6.5008 \times 10^{-3}$
LA3	0.03	From 1.50 to 2.16	HA25	98	$4.8106 \times 10^{-2}$	$3.2504 \times 10^{-3}$
LA4	0.06	From 3.55 to 4.26	HA32	100	$8.0425 \times 10^{-2}$	$5.4341 \times 10^{-3}$
LA5	0.06	From 1.82 to 3.55	HA32	200	$1.60850 \times 10^{-1}$	$1.08682 \times 10^{-2}$
LA6	0.06	From 0.03 to 1.82	HA32	300	$2.41274 \times 10^{-1}$	$1.63023 \times 10^{-2}$
LA7	From 0.06 to 8.97	0.03	HA32	300	$2.41274 \times 10^{-1}$	$1.63023 \times 10^{-2}$
LA8	From 0.03 to 8.97	1.47	HA14	76	$1.1699 \times 10^{-2}$	$0.7905 \times 10^{-3}$
LA9	1.47	From 0.03 to 1.50	HA14	98	$1.5086 \times 10^{-2}$	$1.0193 \times 10^{-3}$
LA10	1.47	From 1.50 to 2.88	HA14	196	$3.0172 \times 10^{-2}$	$2.0386 \times 10^{-3}$
LA11	1.47	From 2.88 to 9.57	HA14	98	$1.5086 \times 10^{-2}$	$1.0193 \times 10^{-3}$

modeled based on the FEM (Finite Element Method) to solve the equation of motion, which can be written as:

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + F_{int}(u(t), \dot{u}(t)) = F_{ext}(t) \quad (1)$$

where  $M$  is the mass matrix,  $C$  the damping matrix,  $F_{int}$  the internal resisting forces,  $F_{ext}$  the force applied on the structure and  $u$  is the unknown displacement field.

To solve the problem, the finite element code Cast3M (Millard, 1993) was chosen.

The transient loading is taken into account using the step-by-step procedure, which involves a Newmark implicit time-stepping method (average acceleration time integration schema) and the convergence Newton–Raphson method.

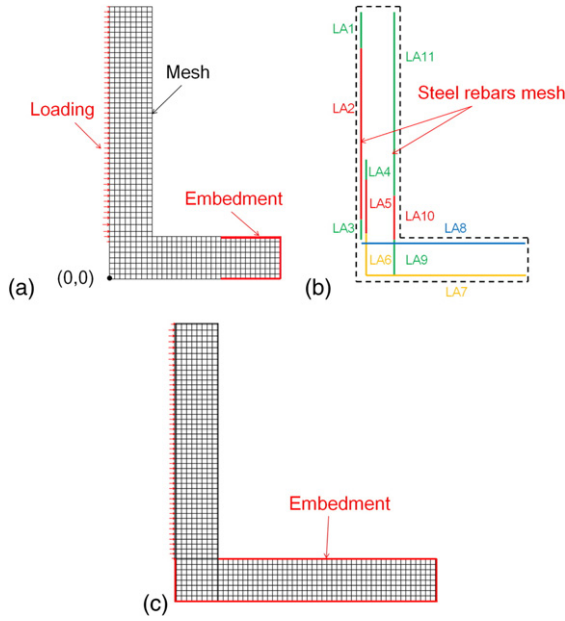
To reduce the CPU time, the RC structure is modeled in two dimensions using QUA4 finite elements (quadrilateral elements comprising four nodes with a linear shape function) to discretize the concrete and SEG2 elements (linear elements comprising two nodes) for the steel.

The meshes of concrete and steel that constitute the 1/6-scale and full-scale structures are presented in Fig. 6.

For concrete, every element measures approximately 3 cm by 3 cm for the small-scale model, resulting in 53 elements in height and 34 elements in width, of a total of 632 elements and 18 cm by 18 cm for the full-scale model of a total of 1077 elements.

A perfect bond between concrete and steel was assumed, which means that no sliding between concrete and steel rebars is taken into account and the strains of both materials are similar at the interface.

The characteristics of the steel rebars and the reinforcement ratio introduced in the numerical model are presented in Table 2 for the 1/6-scale model and in Table 3 for the full-scale structure. To take into account the spatial distribution in 3D, the reinforcement ratio introduced in the numerical model (column 7) for each type of rebar (column 4) was taken equal to the actual section of rebar (column 6) multiplied by the number of such rebars in the length  $L$  of the structure (column 5) and divided by this length.



**Fig. 6.** (a) Boundary conditions and mesh of concrete in the small-scale model, (b) mesh of steel of the small-scale model and (c) boundary conditions of the full-scale model.

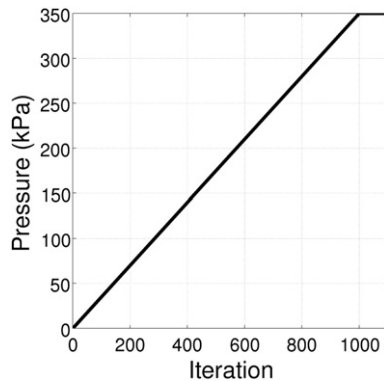
According to the experimental conditions, the base of the 1/6-scale structure is clamped over 35% of the base length between 0.65 and 1 m (Figs. 3a and 6a). No displacement and no rotation can occur in this part of the structure. Meanwhile, the base of the full-scale model was assumed to be completely embedded (Figs. 3b and 6c).

### 2.3.2. Applied loading

A uniform pressure field is applied over the total height of the face exposed to the snow avalanche (Fig. 6a). The applied pressure is assumed to be constant along the vertical direction. The weight of the structure (36 kN for the 1/6-scale model and 9310 kN for the full-scale model) is also taken into account. Indeed, it is insignificant compared to the ultimate pressure applied (350 kPa, which corresponds to 1210 kN for the 1/6-scale model and to 41,960 kN for the full-scale model) except for the beginning of the loading.

#### 2.3.2.1. Pushover tests

To calibrate the numerical model on the experimental test presented above, a pushover loading is simulated on the 1/6-scale model. A pushover test consists in a quasi-static test with a linear increase in the loading until the structural collapse. The applied loading is chosen according to the experimental pushover test performed on the physical model. In this case, the loading varies linearly from 0 to 350 kPa, as illustrated in Fig. 7.



**Fig. 7.** Pressure profile applied to the upstream face of the structure in pushover tests.

Moreover, the calculation is conducted under quasi-static conditions (Eq. (1) reduced to  $F_{int} = F_{ext}$ ).

#### 2.3.2.2. Avalanche signals

In mountainous areas, three types of snow avalanches are generally considered. Dense-snow avalanches have a high density (varying between 100 and 500 kg/m<sup>3</sup>), whereas powder avalanches have a low density (lower than 20 kg/m<sup>3</sup>). Between the two, mixed avalanches are composed of a dense layer flowing at the bottom, combined with a powder-snow cloud on top. The average pressure applied on a structure by such flows is defined as follows:  $P = \frac{1}{2} C_d \rho v^2$  where  $\rho$  and  $v$  are respectively the density and the velocity of the avalanche. The drag coefficient  $C_d = C_r C_o$  depends on the avalanche flow regime ( $C_r$ , equal to 1 for powder-snow avalanches and able to reach values of 15–30 for dense-snow avalanches) and the obstacle geometry ( $C_o$ ) (Salm et al., 1990).

In the present case, the studied structure is located on the Taconnaz avalanche path, where several large dense and mixed avalanches occurred during the last century, down to the runout area where the defense structure has been set up. In this location, the velocity of the dense part of the snow avalanche ( $v_d$ ) is around 40 m/s and its density ( $\rho_d$ ) varies from 250 kg/m<sup>3</sup> to 500 kg/m<sup>3</sup> according to the snow quality and the involvement of ice, which can represent 30% of the volume. The velocity magnitude of the powder part ( $v_p$ ) is around 40–50 m/s and its density ( $\rho_p$ ) can be estimated at 10 kg/m<sup>3</sup>. Consequently, the

ratio of pressures developed by the dense and powder parts ( $\frac{\rho_d v_d^2}{\rho_p v_p^2}$ ) is around 20. Because dense flows generate the most significant destructive forces, only dense-snow avalanches will be studied in the following. Furthermore, the back analysis of 49 events carried out by Naaim et al. (2010), showed that the height of the dense-snow avalanche at the entrance of the stopping zone is between 6 and 10 m.

Here, two types of avalanche pressure profiles, presented in Fig. 8a, are tested. The first one is a synthetic triangular-shaped signal inferred from typical pressure signals reported in Thibert et al. (2008) and Baroudi and Thibert (2009). The other one has the shape of an actual avalanche signal measured in situ on the Irstea experimental test site located at the Lautaret pass in the French Alps (Thibert et al., 2008). This last signal is also typical of a dense-snow avalanche, with a peak pressure at the avalanche head, a plateau pressure at the core of the avalanche, and a pressure discharge at the avalanche tail. The time histories of the synthetic and measured signals are plotted in Fig. 8b.

As specified in Fig. 8, the two types of signals are described by the pressure at peak  $P_{max}$  and the rise time  $t_m$ , which is defined as the time needed to reach the maximum pressure during the loading. The loading time is then equal to:

$$t_l = 2 t_m \quad (2)$$

in the case of the synthetic triangular signal, or

$$t_l = \frac{16}{3.5} t_m \quad (3)$$

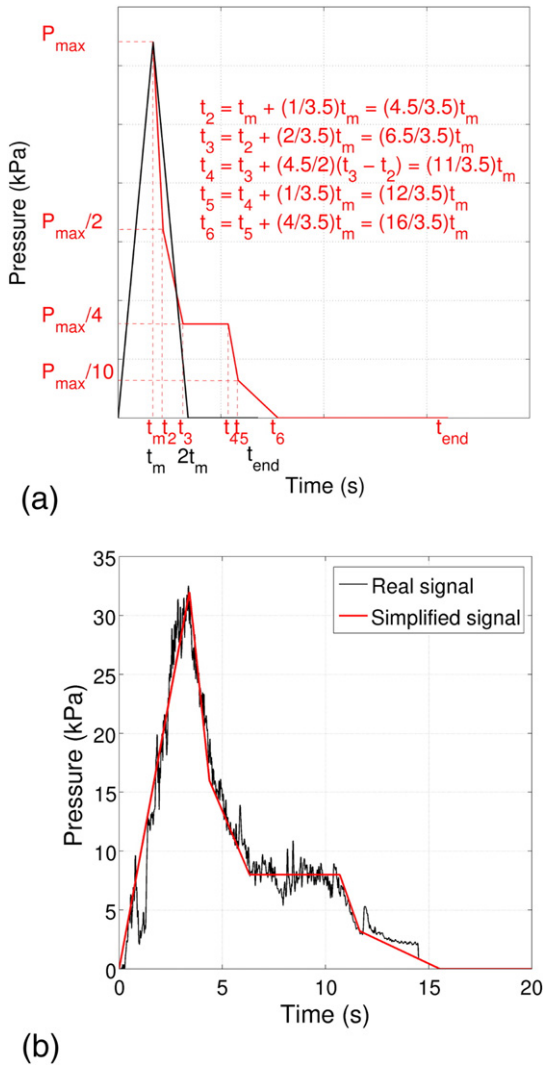
in the case of the avalanche signal as in Lautaret.  $t_{end}$  corresponds to the end of the simulation and is at least equal to  $2 t_l$ , to obtain the essential of the structural response.

Numerical simulations are carried out under dynamic conditions where damping is defined from the Rayleigh approach such as:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (4)$$

where  $\alpha$  and  $\beta$  are the Rayleigh coefficients, which are calculated from the natural pulsations of the wall  $\omega_1 = 2 \pi f_1$  and  $\omega_2 = 2 \pi f_2$  and by damping ratios  $\xi_1$  and  $\xi_2$ :  $\alpha = \frac{2 \omega_1 \omega_2 (\xi_1 \omega_1 - \xi_2 \omega_2)}{\omega_1^2 - \omega_2^2}$  and  $\beta = \frac{2 (\xi_1 \omega_1 - \xi_2 \omega_2)}{\omega_1^2 - \omega_2^2}$ .

Damping ratios here equal to  $\xi_1 = \xi_2 = \xi = 5 \%$  (the value usually used in seismic engineering (Brun, 2002; Brun et al., 2003; Pecker, 2010)).



**Fig. 8.** a) Two types of avalanche signals introduced in the model of the actual-scale structure: in black, the synthetic isosceles triangular signal and in red, the synthetic avalanche signal, compared in b) with the full-scale signal measured in situ at the Lautaret pass in the French Alps (Thibert et al., 2008).

### 2.3.3. Constitutive laws

#### 2.3.3.1. Concrete descriptions

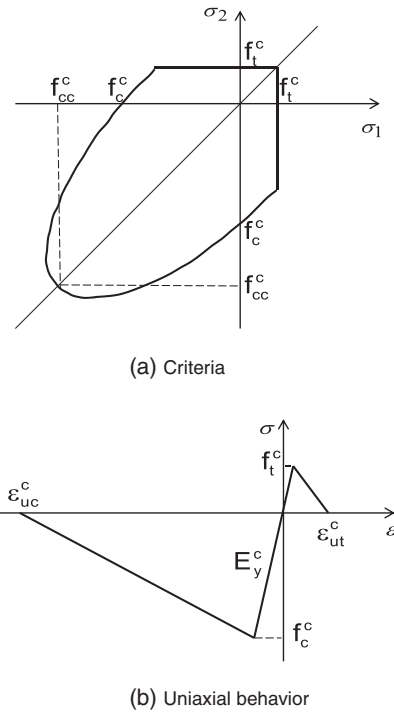
For model calibration purposes, four nonlinear constitutive laws were tested to describe the concrete mechanical behavior.

##### • Standard elasto-plastic law (CEA concrete model)

The first model is a simple elasto-plastic model proposed by the French CEA research center, first developed by Nahas (1986) and then modified by Leprêtre et al. (1988). It describes uniaxial tensile and compressive behaviors of concrete with linear stress-strain relationships (Fig. 9b).

When concrete is uncracked, the classical plasticity theory based on the smeared fixed crack approach is used. Concrete cracking is governed by the maximum tensile stress criterion (Fig. 9a). Then, when the crack detection surface is reached in tension, a virtual crack is created perpendicular to the principal stress direction and its direction is kept constant until the end of the simulation. A second crack can appear only in the perpendicular direction. A negative hardening in compression is initiated when a Drucker Prager criterion is reached (Fig. 9a).

Finally, the concrete model is defined by nine parameters: the density of concrete  $\rho^c$ , two elastic parameters  $E_y^c$  and  $\nu^c$ , the uniaxial and



**Fig. 9.** CEA concrete model: (a) yield criteria and (b) uniaxial behavior.

biaxial compressive strengths  $f_c^c$  and  $f_{cc}^c = 1.16 f_c^c$ , the tensile strength

$f_t^c$ , the ultimate strains in compression and tension  $\epsilon_{uc}^c$  and  $\epsilon_{ut}^c$  and a reduction coefficient of shear modulus in case of cracking  $B_{etr}$ , between 0 and 1 (by default equal to 0.1).

##### • Cyclic elasto-plastic law (INSA concrete model)

This concrete constitutive law was developed at INSA in Lyons (Merabet, 1990) and has been used in the last decade for engineering structures subjected to seismic loading (Brun et al., 2003; Ile and Reynouard, 2000, 2005). Two laws for the concrete modeling can be distinguished, depending on whether the concrete is cracked or uncracked. It differs from the first elasto-plastic constitutive law described in this paper in the shape and the evolution rule of the yield surfaces, which here follow the Nadai criteria (of the Drucker-Prager type), a positive isotropic hardening before reaching the ultimate yield in compression, and it can take into account a cyclic loading.

The INSA model is defined by eight parameters: the density of concrete  $\rho^c$ , two elastic parameters  $E_y^c$  and  $\nu^c$ , the compressive and tensile strengths  $f_c^c$  and  $f_t^c$ , the ultimate strains in compression and tension  $\epsilon_{uc}^c$  and  $\epsilon_{ut}^c$ , and a transfer factor of shear  $F_{tc}$  (by default equal to 0.4).

##### • Standard damage model (Mazars concrete model)

The third law tested on concrete is the elastic damage model developed by Mazars (1986), where the influence of microcracking is introduced via a single scalar damage variable  $D$  ranging from 0 (for undamaged material) to 1 (for completely damaged material).

This variable is described by a damage threshold  $\epsilon_{d0}$  and four material parameters,  $A_c$ ,  $A_t$ ,  $B_c$  and  $B_t$ , which are used to calibrate the shape of the curves. They describe the assumptions of the post-peak stress-strain curves in compression and in tension, at the end and at the beginning, respectively.

These parameters were not experimentally identified. Thus the following empirical relationships, implemented in Cast3M, were used to determine their respective values:

$$\epsilon_{d0} = \frac{f_t^c}{E_y^c} \quad (5)$$

$$A_t = 1 - \frac{f_{tr}^c}{f_t^c} \quad (6)$$

where  $f_{tr}^c$  is the residual tensile strength. The tensile asymptotic stress  $f_{tr}^c / f_t^c$  generally equals 0; in that case,  $A_t = 1$ .

$$B_t = \frac{1 + I_f^c}{\epsilon_{d0}} \quad (7)$$

$B_t$  is generally equal to  $\frac{1}{\epsilon_{d0}}$  but can be compensated by a tensile brittleness index  $I_f^c$ , equal to 0 for a perfect yield material and to 1 for a very brittle material.

The values  $A_c$  and  $B_c$  are obtained by deriving the compressive uniaxial law and identifying the minimal stress with the corresponding strain:

$$A_c = \frac{\left( \epsilon_{d0} - \left( 2^{0.5} |f_c^c| \frac{\nu^c}{E_y^c} \right) \right) B_c}{B_c \epsilon_{d0} - \exp(B_c \epsilon_{d0} - 1)} \quad (8)$$

$$B_c = \frac{1}{2^{0.5} \nu^c |f_c^c|} \quad (9)$$

where  $\epsilon_c^c$  is the strain corresponding to  $f_c^c$  and here equals  $3 f_c^c / E_y^c$ .

To summarize, the Mazars model is described by eight parameters: the density of concrete  $\rho^c$ , two elastic parameters  $E_y^c$  and  $\nu^c$ , the compressive and tensile strengths  $f_c^c$  and  $f_t^c$ , the residual tensile strength  $f_{tr}^c$ , the tensile brittleness index  $I_f^c$  and a correction factor  $Beta$  for shear (whose recommended value equals 1.6, giving a better convergence of the model).

#### • Damage and sliding model (Ricrag concrete model)

The Ricrag model was developed by Richard (2010b) to describe the behavior of concrete under seismic loadings. It is a model combining elasticity, isotropic damage and internal sliding.

The damage mechanism is accounted for by decreasing Young's modulus of the material and can represent the stiffness reduction due to concrete cracking. Damage occurs when the initial energy damage threshold  $Y_0$  is reached.  $Y_0$  can be linked to the tensile strength through the relation  $Y_0 = \frac{(f_t^c)^2}{2E_y^c}$ , (Adélaïde et al., 2012; Richard, 2010a), used by Cast3M. Then the damage mechanism under tensile and compressive regimes is described by brittleness in tension and compression. Moreover, crack friction can occur and lead to energy dissipation. Under cyclic loadings, the frictional sliding is described by a hysteretic behavior involving isotropic and kinematic work hardening. The nonlinear hardening modulus  $a_0$  can control the nonlinearity of the transition between the secant and elastic moduli during an unloading phase, whereas the kinematic hardening modulus  $\gamma_0$  allows acting on the size of the hysteresis loops.

To summarize, the Ricrag model is described by eight parameters: the density of concrete  $\rho^c$ , two elastic parameters  $E_y^c$  and  $\nu^c$ , the tensile strength  $f_t^c$ , the brittleness in tension and compression  $A_{Dir}$  and  $A_{Ind}$ , and two hardening moduli  $a_0$  (nonlinear hardening) and  $\gamma_0$  (kinematic hardening).

#### 2.3.3.2. Steel

A typical stress–strain curve for steel consists of a linear elastic portion, followed by the bars yielding with a weak strain hardening. The constitutive law used corresponds to the measurements obtained during the experimental tests (Fig. 10) and is described by four parameters: Young's modulus  $E_y^s$ , the yield and ultimate strengths  $f_y^s$  and  $f_u^s$ , and the ultimate strain of steel  $\epsilon_u^s$ . The hardening modulus ( $E_h^s$ ) corresponds to the slope of the hardening curve.

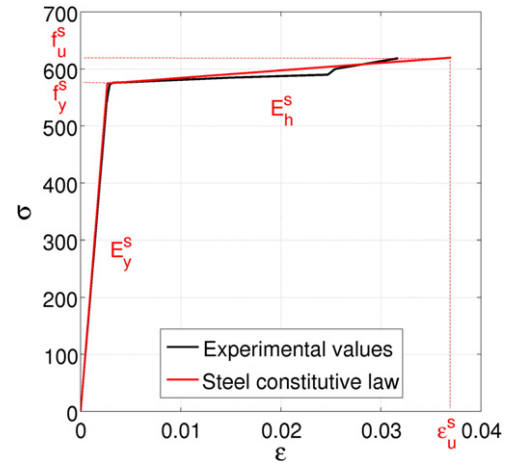


Fig. 10. Steel constitutive law.

### 3. FE model static calibration

#### 3.1. CEA concrete model

The CEA numerical model was calibrated to obtain results close to those of the experimental test presented in Fig. 5b. The dimensions taken into account are those of the 1/6-scale model presented in Fig. 3a and Table 1. The applied load is that described in Fig. 7, with a loading step  $\Delta p$  of 350 Pa.

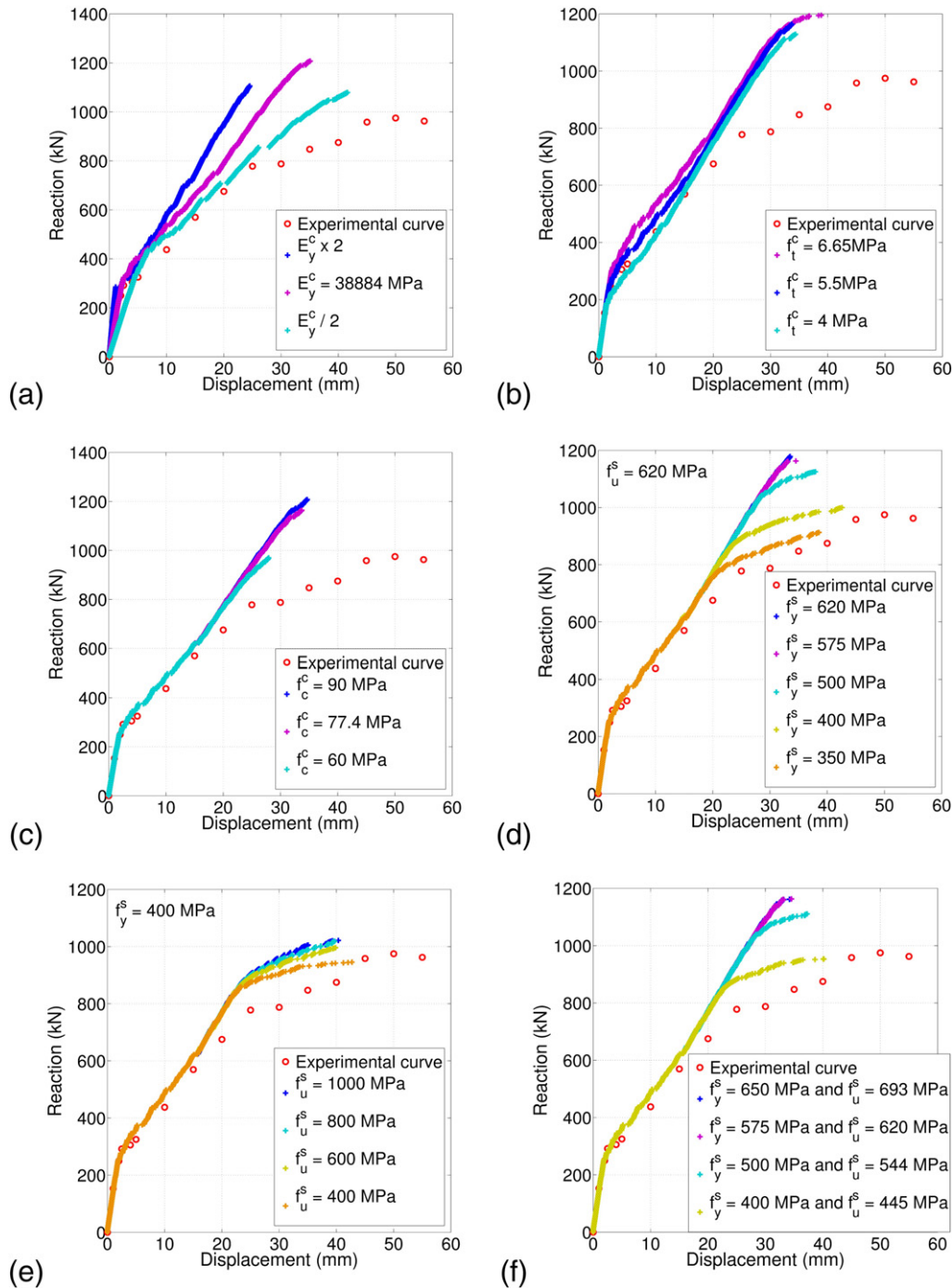
##### 3.1.1. Parametric analysis

All the parameters used in the concrete constitutive law were studied in the following order:  $\nu^c$ ,  $E_y^c$ ,  $f_c^c$  and  $f_t^c$ . At the beginning, each parameter was equal to the mean experimental value presented in Table 1, column 4:  $E_y^c = 38,884$  MPa,  $\nu^c = 0.24$ ,  $f_c^c = 77.4$  MPa and  $f_t^c = 6.65$  MPa. Moreover, tensile and compressive ultimate strains are defined by  $\epsilon_{ut}^c = 3 f_t^c / E_y^c$  and  $\epsilon_{uc}^c = 10 f_c^c / E_y^c$ , respectively. For steel, the results of the tensile tests presented in Table 1, column 4 were used.

No influence of Poisson's ratio was observed on the response of the structure. Therefore, this parameter was set to the usual value of 0.2. Fig. 11a shows that concrete Young's modulus can have a substantial influence on the structural behavior, not only in the elastic domain but also after the concrete cracks. Young's modulus was set equal to 38,840 MPa (the lowest experimental value of Young's modulus), in order to correctly describe the structural elastic behavior. Fig. 11b shows that the beginning of cracking observed during the experimental tests is obtained, in numerical conditions, with a tensile strength value of 5.5 MPa, which is lower than the experimental value. The compressive strength has an influence only on the collapse of the structure (Fig. 11c). In the following,  $f_c^c$  is equal to 78 MPa. Finally, by varying only the concrete parameters, the final result shown in Fig. 11c does not agree with the experimental strength–displacement curve, especially when rebar yielding occurs. Therefore, a parametric study on the steel characteristics was also conducted.

As Mirza and MacGregor (1979) and noted, Young's modulus of steel has a small dispersion. Therefore, the influence of this parameter is not described here and the experimental value is retained. Fig. 11d displays the influence of the steel yield limit, keeping the ultimate strength constant and equal to 620 MPa. The value of the steel yield limit equal to 350 MPa makes it possible to obtain the yielding of steel rebars at the same experimental loading. Nevertheless, this value is much lower than the experimental value. Then, in order to obtain the collapse of the structure for the same experimental loading, the ultimate strength ( $f_u^s$ ) was varied as shown in Fig. 11e. The influence of both yield ( $f_y^s$ ) and ultimate ( $f_u^s$ ) limits was studied (Fig. 11f).  $E_h^s$  is assumed to be





**Fig. 11.** CEA concrete model: Influence of different materials characteristics on the response of the structure: (a) Young's modulus of concrete, (b) the tensile and (c) compressive strengths of concrete, (d) the yield and (e) ultimate limits of steel and (f) combined yield and ultimate limits of steel, the hardening ratio remaining constant.

constant and equal to the experimental value of 1310 MPa. Finally, the best result is obtained for  $f_y^s = 400 \text{ MPa}$  and  $f_u^s = 445 \text{ MPa}$ .

### 3.1.2. RC structure model calibration

The parametric study on the materials characteristics highlights the influence of the different materials parameters on the structural mechanical response (Fig. 12).

The first part of the structure response is totally elastic and controlled by concrete Young's modulus. Then the concrete begins to crack when the tensile strength of concrete is reached and the rebars remain elastic. Indeed, the structural response is controlled by steel

Young's modulus. Next, rebar yielding begins and the curve slope is equal to steel hardening modulus. Finally, the collapse is obtained when the ultimate tensile strength of steel is reached.

All the values introduced in the numerical model after calibration are indicated in the fifth column of Table 1. Moreover, the reduction coefficient of shear modulus equals 0.1. To obtain an accurate calibration, the tensile strength of concrete was set equal to 5.5 MPa (mean experimental value: 6.65 MPa) and steel characteristics were decreased (Fig. 13). Finally, the compressive strength is equal to 80 MPa (mean experimental value: 77.4 MPa), in order to obtain the collapse for the same pressure value as the experimental value.

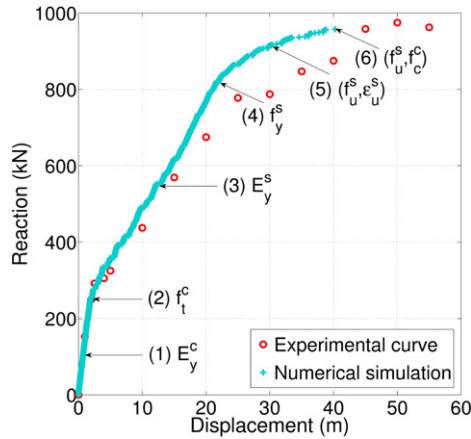


Fig. 12. CEA concrete model: Parameters that influence the different damage levels.

### 3.2. INSA concrete model

The INSA and CEA models involve almost the same input parameters. Consequently, for both models, the calibration of the numerical small-scale model used the same parameter values. Only an additional parameter appears in the INSA model: the shear coefficient. The influence of this parameter is plotted in Fig. 14. The best result was obtained with a shear coefficient of 0.2 and a loading step  $\Delta p$  of 35 Pa.

### 3.3. Mazars and Ricrag concrete models

These models were calibrated at two scales. First, they were calibrated at the finite element scale to ensure that all calibrated models lead to the same effects at the element scale for uniaxial tension and compression tests. Then a last calibration associated to shear coefficient and loading step was carried out at the global scale in order to obtain numerical results as close as possible to the experimental results.

Thus, uniaxial tension and compression tests on a single finite element were first simulated to calibrate the Mazars and Ricrag constitutive laws. The result obtained with the CEA constitutive law is considered as the

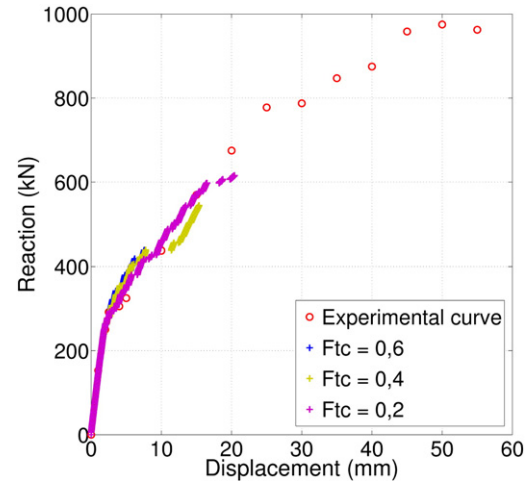


Fig. 14. INSA concrete model: Influence of the shear coefficient on the response of the structure.

reference. A parametric study was carried out for each constitutive law (Figs. 15 and 16).

Fig. 15 shows that concrete must be considered as a rather brittle material ( $I_f^f = 0.6$ ) with no residual tensile strength, in order to obtain good agreement with the CEA and Mazars models. The shear coefficient introduced in the Mazars model was also studied, but it had no influence on the response of the structure. Therefore, its value was taken equal to the default value.

Fig. 16 shows the calibration of the Ricrag model, so that a result close to CEA model was obtained.

First, the nonlinear and kinematic hardening moduli were taken as equal to the values recommended by Richard (2010a): respectively,  $7 \times 10^{-7} \text{ Pa}^{-1}$  and  $7 \times 10^9 \text{ Pa}$ . Indeed, the author recommends that these values not be modified too much to avoid a divergence of the integration algorithm. Moreover, the first values of the concrete brittleness are also equal to the values retained by Richard (2010a):  $1 \times 10^{-2} \text{ J}^{-1} \text{ m}^3$  in tension and  $8 \times 10^{-5} \text{ J}^{-1} \text{ m}^3$  in compression. Given that the results are far from those obtained with the CEA model, the values of a few parameters were modified, but the  $7 \times 10^7 \text{ Pa}$  value retained for the kinematic hardening modulus quickly leads to a divergence in the case of the L-shaped wall (Fig. 18).

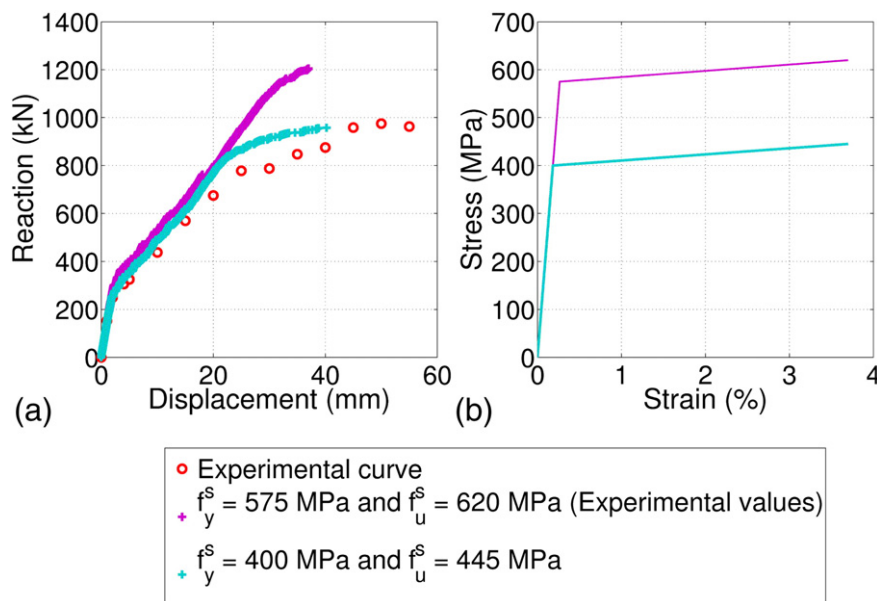


Fig. 13. CEA concrete model: Comparison of (a) the structure responses and (b) the steel constitutive laws before and after calibration.

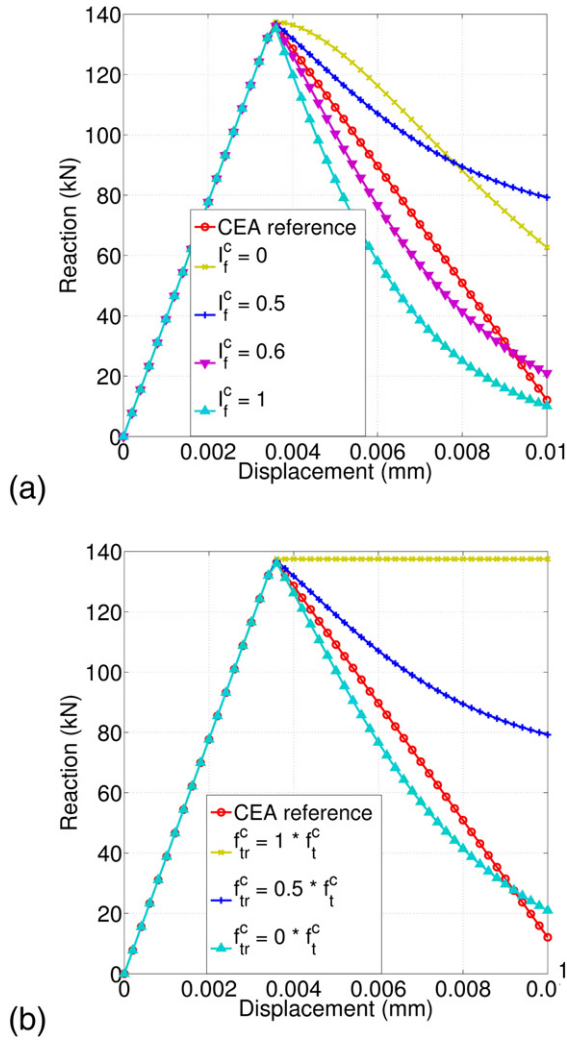


Fig. 15. Mazars' concrete model: Influence of (a) the brittleness index ( $I_f^c$ ) and (b) the residual tensile strength ( $f_{tr}^c$ ) of concrete on the response of a single finite element under a uniaxial tension loading.

Finally, Fig. 17 shows the uniaxial behavior in compression and tension for each constitutive law after calibration. Good agreement with the different constitutive laws was obtained.

The values retained after calibration for the specific parameters of each law are presented in Table 4.

### 3.4. Force-displacement curves

At the scale of the L-shaped wall, force-displacement curves for the different constitutive laws are plotted in Fig. 18. Only the two Mazars and CEA models obtain the ultimate force before structural collapse. For the INSA and Ricrag models, the algorithm diverges very quickly after the nonlinearities appear and are not able to describe rebar yielding.

Concerning the Mazars model, in order to improve the result accuracy and to facilitate the code convergence, the loading step was divided by 10 (equal to 35 Pa), which led to a considerable increase in the CPU time. Nevertheless, this model still presents some convergence problems.

Solutions such as the decrease of calculation precision and a calculation under dynamic conditions with a little damping were tested to obtain better results with the INSA and Ricrag models. None of these attempts improved the results.

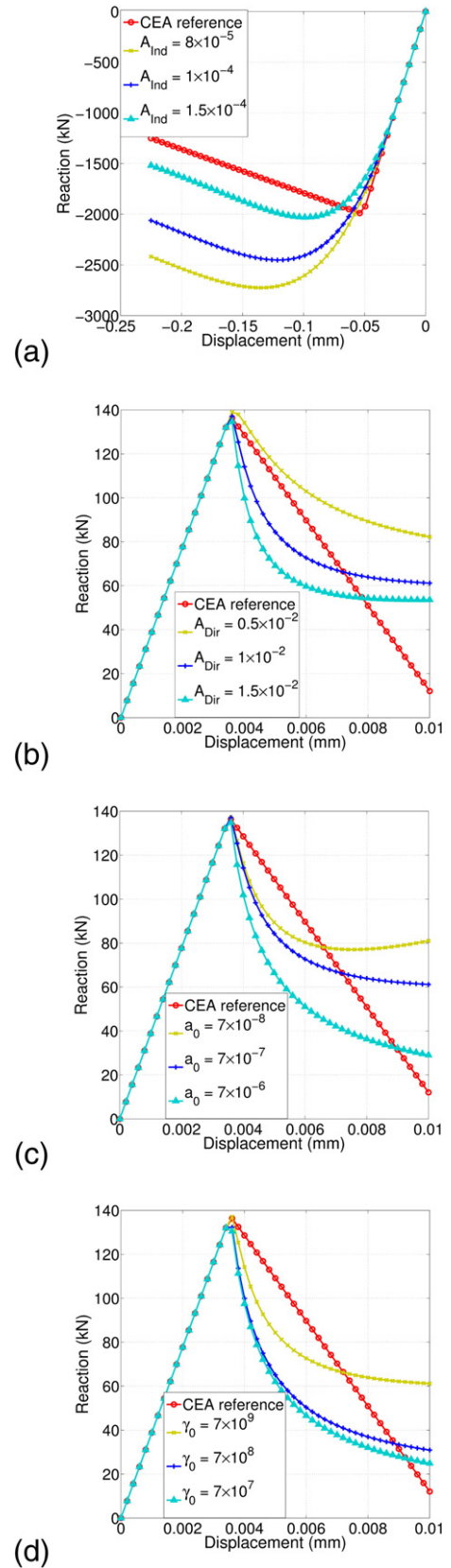
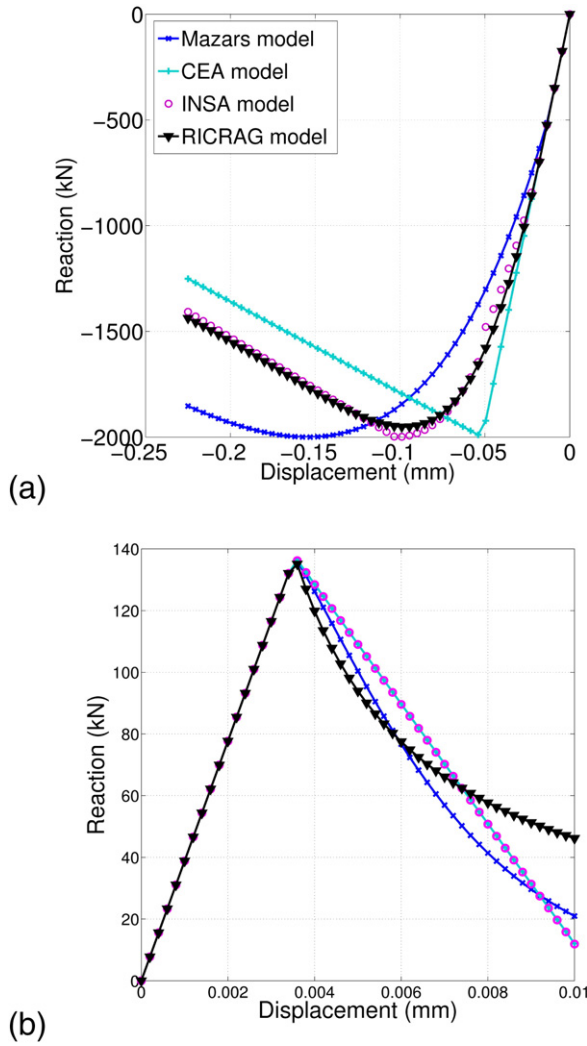


Fig. 16. Ricrag concrete model: Influence of brittleness in (a) compression and (b) tension and the (c) nonlinear and (d) kinematic hardening in tension on the response of a single finite element.



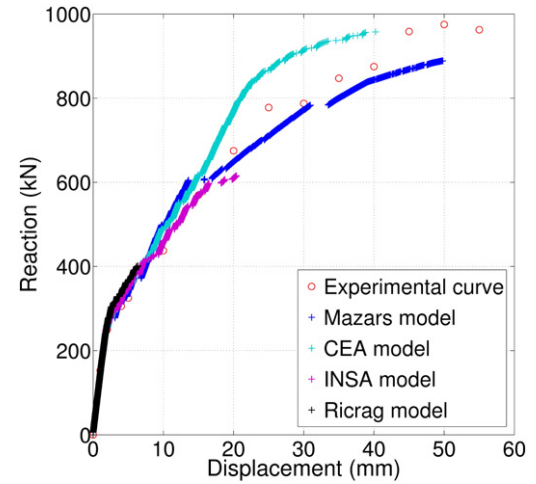
**Fig. 17.** Calibration results of the four constitutive laws tested for (a) compressive and (b) tensile uniaxial load applied to a single finite element.

### 3.5. Failure mode

Fig. 19 presents the values of the scalar damage variable ( $D$ ) for the Mazars and Ricrag models, the values of the damage in direction 1 ( $DAM1$ ) for the CEA model and the values of a cracking state indicator

**Table 4**  
Calibration parameters of the different constitutive laws.

Constitutive law	Parameter	Symbol	Retained value	Unit
CEA	Reduction coefficient of shear modulus	$B_{etr}$	0.1	–
Mazars	Loading step	$\Delta p$	350	Pa
	Residual tensile strength	$f_{tr}^r$	0	MPa
	Brittleness index	$I_f^r$	0.6	–
	These values lead to $\epsilon_{d0} = 1.4 \times 10^{-4}$ , $A_t = 1$ , $B_t = 11,300$ , $A_c = 0.8$ , and $B_c = 570$ .			
INSA	Shear coefficient	$Beta$	1.6	–
	Loading step	$\Delta p$	35	Pa
	Shear transfer factor	$F_{tc}$	0.2	–
	Loading step	$\Delta p$	35	Pa
Ricrag	Brittleness in tension	$A_{Dir}$	$0.5 \times 10^{-2}$	$J^{-1} m^3$
	Brittleness in compression	$A_{Ind}$	$1.5 \times 10^{-4}$	$J^{-1} m^3$
	Nonlinear hardening	$a_0$	$7 \times 10^{-7}$	$Pa^{-1}$
	Kinematic hardening	$\gamma_0$	$7 \times 10^7$	Pa
	Loading step	$\Delta p$	35	Pa



**Fig. 18.** Structure response after calibration for the four constitutive laws.

( $JFIS$ ), equal to 1 when the cracking is initialized and 0 in the opposite case for the INSA model.

The first cracks were correctly obtained for the four models (Fig. 19b, d, f and g) but at lower pressures than in experimental conditions. Indeed, in the four numerical models, the first cracks appear at 50 kPa in the base and 80 kPa in the vertical wall. Meanwhile, Fig. 19c and e, describing the collapse at the last converging step for the two converging models, show that only the Mazars model seems to represent accurately the ultimate macro-crack, which leads to the collapse of the structure.

For the CEA model, at the onset of cracking, the crack distribution matches that observed in the experimental case; but in the end, the inclined crack, which is characteristic of shear failure, is not clearly represented.

In contrast, for the Mazars model, the inclined crack seems to be correctly predicted and accurately located.

### 3.6. Discussion

To obtain good agreement with the numerical and experimental results in quasi-static conditions, the tensile strength of concrete was not taken to be equal to the experimental value (6.65 MPa). The value retained (5.5 MPa) was far from the experimental value obtained by tensile tests. Nevertheless, it corresponds to the value that can be calculated from concrete compressive strength according to the formula:

$$0.3 f_c^{2/3} \quad (10)$$

as recommended in codes such as Eurocode 2 part 1-1 (CEN, 2005). Moreover, concrete is generally used for its compressive features and its tensile strength is often neglected in design.

Furthermore, steel strengths were decreased. The hypothesis of a perfect bond between concrete and steel can explain the need to decrease the values of the yield and ultimate strengths of steel. Indeed, the rebar surface in contact with concrete is greater than in reality and leads to stresses underestimating within steel. To obtain the yielding beginning and the failure of the steel rebars for the same experimental loading pressure, it was necessary to decrease the strength of steel. Thus, the hardening modulus  $E_h^s$  was kept equal to the experimental modulus and the ultimate strength was calculated according to:

$$f_u^s = f_y^s + E_h^s \left( \epsilon_u^s - \frac{f_y^s}{E_y^s} \right). \quad (11)$$

To explain the reduction in steel strength to account for the effect of the bond between steel and concrete on the overall structural response,



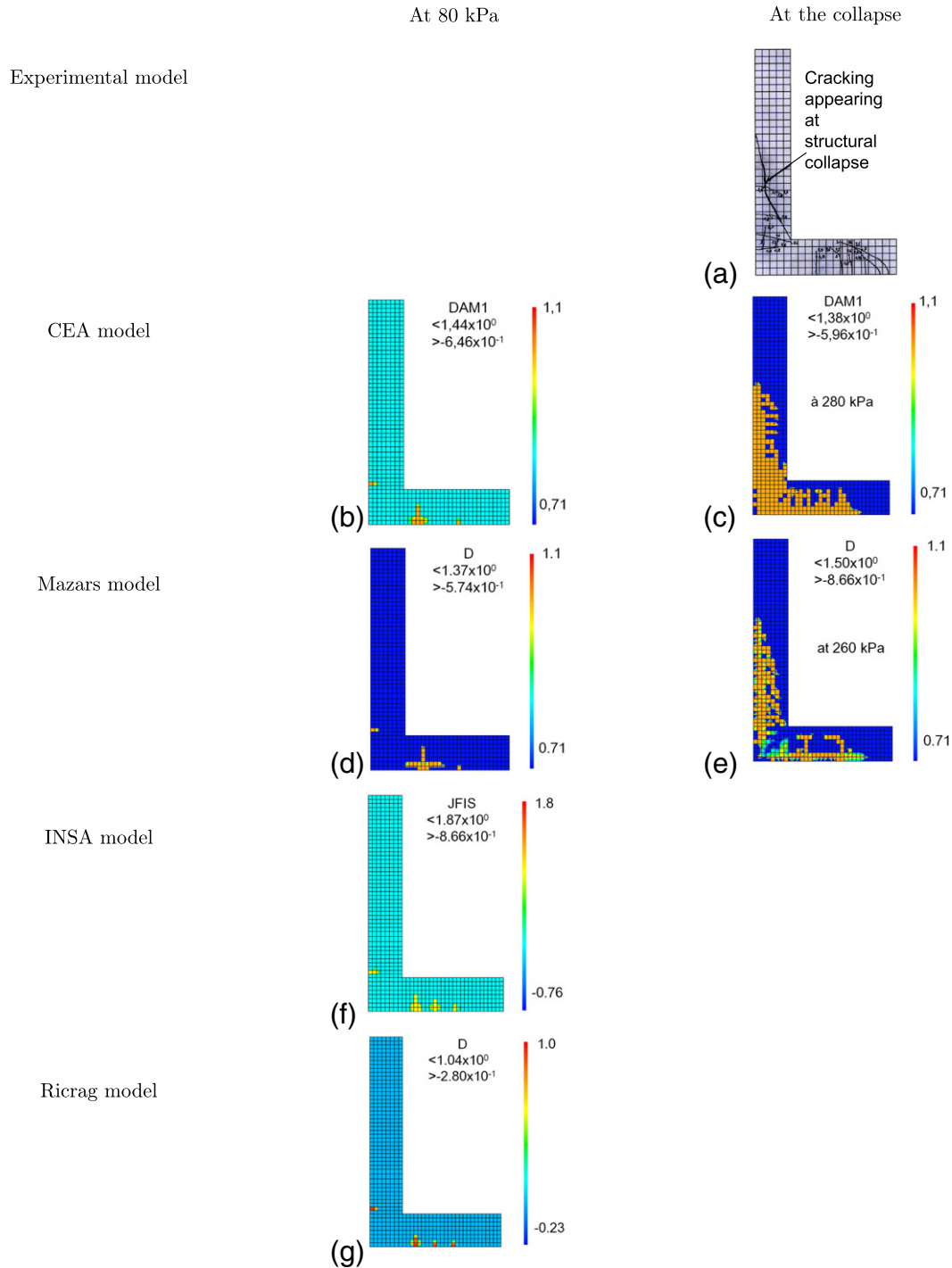


Fig. 19. Cracking observed (a) experimentally and (b), (c), (d), (e), (f) and (g) with the numerical models at 80 kPa and the last converging step.

a cantilever beam was simulated (Fig. 20a). A single steel rebar was placed within the tensile zone and a transversal pressure field was applied. Two approaches were used to describe the interface between steel and concrete. First, a perfect bond was assumed where no sliding could develop at the interface. Second, an elastic joint model described the potential interface sliding where a normal stiffness ( $k_n$ ) and a shear stiffness ( $k_s = k_n / 2.5$ ) were introduced. Steel and concrete behaviors were modeled by the preceding elasto-plastic law and CEA model, respectively.

In Fig. 20b, force-displacement curves were compared in the case of a perfect bond and an elastic joint for several steel strength values and  $k_n$  values, respectively. During the initial linear increase, which corresponds

to the elastic response of the beam, the same curves were obtained. Then the development of material nonlinearities (such as the appearance of cracking) caused a substantial decrease of beam stiffness, leading to a plateau. The large increase in displacement at a constant load reflects the stress redistribution within the beam. Therefore, the steel rebar is fully active and carries a high proportion of the loading. The final force increase is related to the steel hardening. Equivalent results can be obtained for both modeling procedures, which justifies decreasing the steel yield strength to account for the effects occurring at the interface between the steel rebars and the concrete.

Finally, the previous results showed that the CEA model provides pressure and displacement values at collapse closer to the experimental

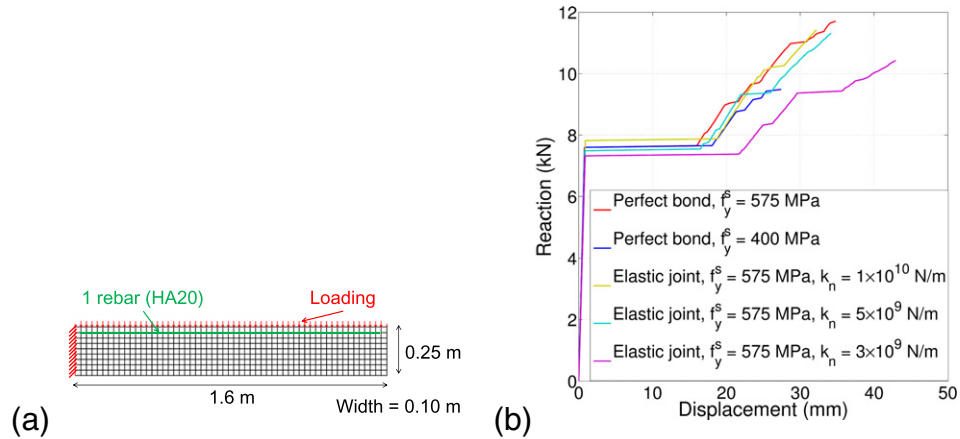


Fig. 20. (a) Beam model and (b) the influence of the bond between steel and concrete on the structural response.

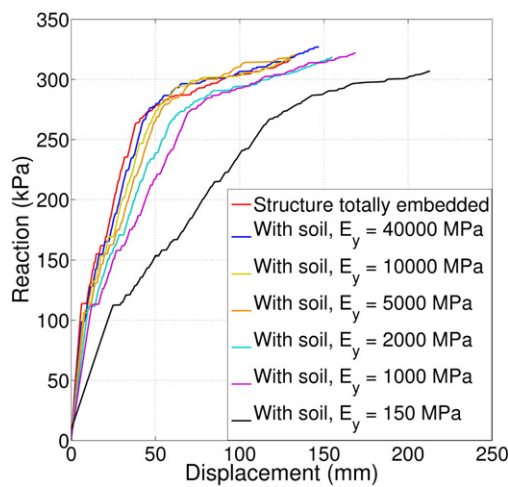


Fig. 21. Influence of the soil-structure interaction for different Young's moduli of the soil.

observations than the Mazars model, but the latter provides a better description of the failure mode. Moreover, the CPU time is much shorter for the CEA model (around 20 min) than for the Mazars model (around 2 h).

#### 4. Full-scale protective RC structure subjected to snow avalanches

Because the objective of this study was to determine the vulnerability and the failure probability of such a structure, the carrying capacity had to be estimated and fast calculation models were required. Indeed, the vulnerability of a structure subjected to a natural hazard can be described

with a damage index between 0 and 1 (0 for the undamaged structure and 1 for the structural failure), which depends on the magnitude of the natural hazard. In the case of avalanche loadings, vulnerability curves can be derived by varying the maximum pressure applied to the structure with the damage index described as a function of the deflection (Bertrand et al., 2010). Here the most important parameters are the values of pressure and deflection of the structure at failure. Furthermore, in order to perform a reliability study, the CPU time should be as low as possible. This is the reason why the CEA model was preferred for future studies.

##### 4.1. Boundary conditions and pushover analysis

The effect of the stiffness of the boundary condition was investigated. An elastic soil meshed with three-node finite elements (TRI3) was modeled. Its width on both sides of the base and its thickness under the base were set equal to the width of the structure  $l = 9$  m. Several Young's moduli of the soil ( $E_y$ ) were tested (from 150 to 10,000 MPa for soils, from gravel to rock, and 40,000 MPa, as for concrete). The results are depicted in Fig. 21. The lower the elastic modulus of the soil is, the less stiff the apparent structure is. Moreover, the stress redistribution appears earlier for the totally embedded structure than for structures modeled with a fraction of the soil. On the other hand, the failure modes and the pressures leading to the collapse of the structure are nearly the same in all different cases (Fig. 22). Finally, a total embedment was used in the following.

The quasi-static reference curve of the full-scale structure, obtained with a pushover test, corresponds to the red curve in Fig. 21.

##### 4.2. Dynamic analysis

The first two natural frequencies of the structure are  $f_1 = 14.5$  Hz and  $f_2 = 79$  Hz. The Rayleigh coefficients equal  $\alpha = 7.72$  and  $\beta = 1.7 \times 10^{-4}$ .

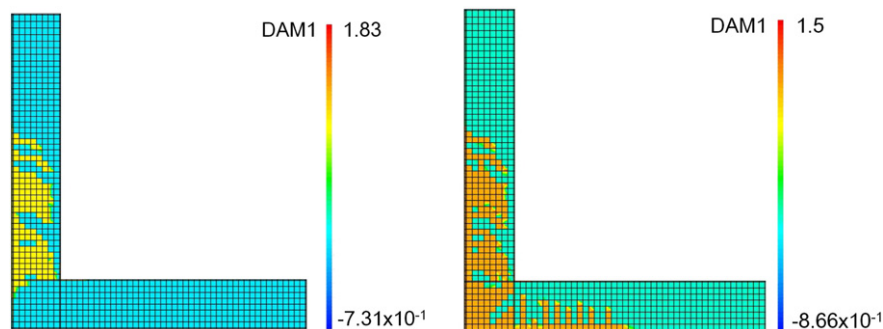
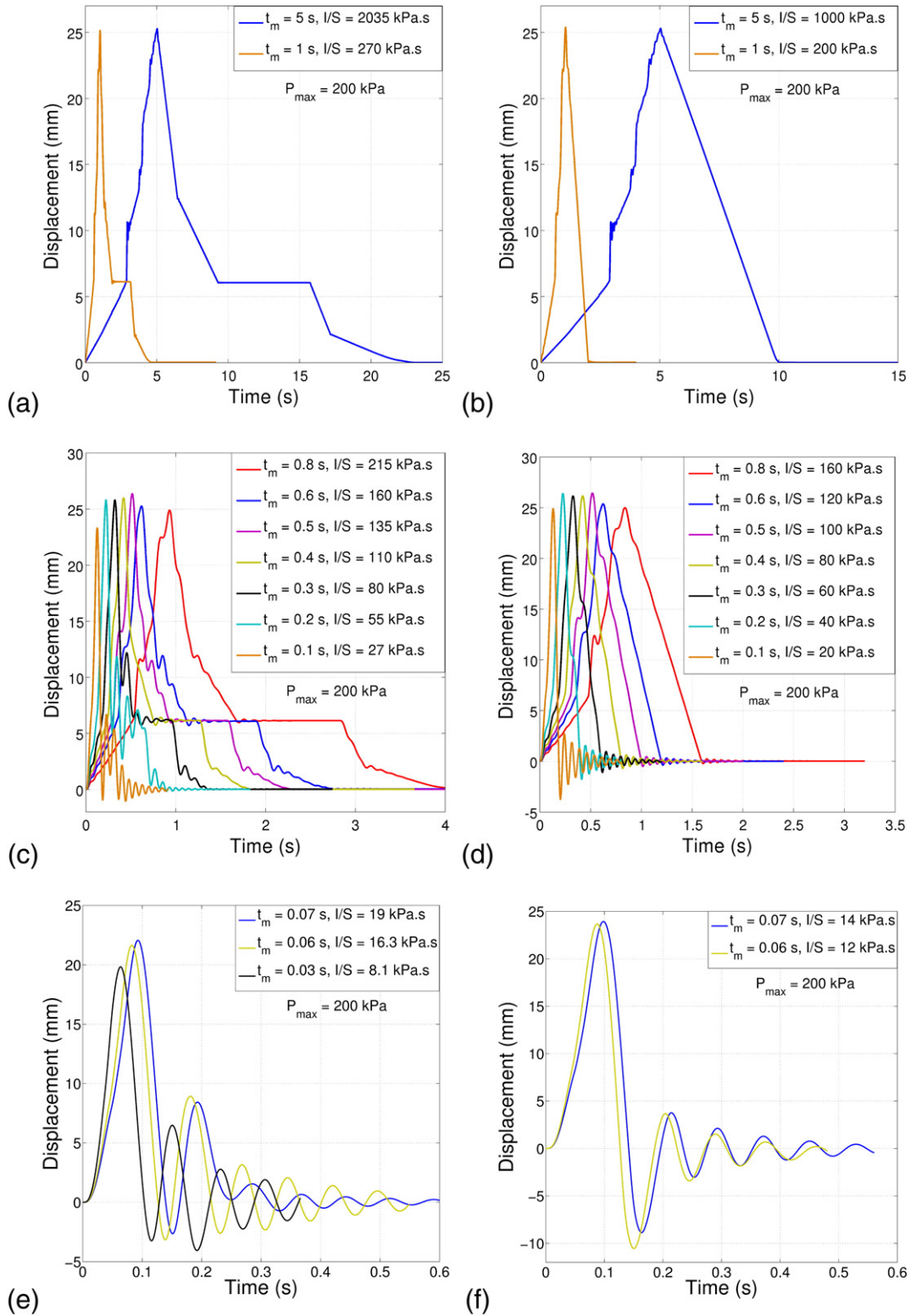


Fig. 22. Failure mode of the full-scale structure model: (a) total embedded or (b) taking into account a soil whose Young's modulus equals 150 MPa.



**Fig. 23.** Influence of the rise time and the shape of the loading signal on the structural response: (a), (c) and (e) are obtained for an avalanche signal whose maximum pressure equals 200 kPa, whereas (b), (d) and (f) are obtained for a triangular signal with a maximum pressure of 200 kPa.

Furthermore, the characteristic time of the structure response can be estimated at  $t_{str} = \frac{1}{f_1} = 0.07$  s.

Two types of avalanche signals (Fig. 8a), totally described by  $P_{max}$  and  $t_m$ , were used. The influence of the parameter  $t_m$  for a given maximum impact pressure of 200 kPa and a pressure increment  $\Delta p$  of 200 Pa, is plotted in Fig. 23a to e. The structural response depends on  $t_m$  and on

the impulse, which is defined as  $I = \int_0^{t_l} F_{ext}(t) dt = S \int_0^{t_l} P(t) dt$  where  $t_l$  is the loading time,  $S$  the loading surface and  $P(t)$  is the time evolution of the pressure. For  $t_m \geq 0.8$  s or  $I/S \geq 160 - 200$  kPa.s, the behavior of the structure is quasi-static. The structural time response, which has the same shape as the imposed loading signal, is represented in Fig. 23a and b. When  $t_m$  is approximately lower than  $t_{str} = 0.07$  s or

$I/S \leq 15 \text{ kPa} \cdot \text{s}$ , the structural behavior develops an impulsive response (Fig. 23e and f).

Between these two areas, the structural behavior is a combination of both, leading to a dynamic response (Fig. 23c and d).

In order to compare the structural time responses to each loading signal (with different rise times) on the same graphs, the displacement-time curves were adimensionalized according to time by dividing the latter by the rise time of the loading signal. Then, the area below the displacement-time curve was calculated according to Eq. (12) and compared to an area of reference. The latter was obtained for a rise time  $t_m$  of 5 s corresponding to the quasi-static response.

$$A^i = \int_0^{t_i} \frac{u^i(t)}{t_m^i} dt \quad (12)$$

where  $A^i$  is the area below the displacement curve and  $u^i(t)$  the displacement at the top of the vertical wall, depending on time, when the structure is loaded by the  $i^{\text{th}}$  loading signal, whose rise time is  $t_m^i$ .

The result, expressed as a percentage of area difference, is plotted in Fig. 24a and b for different synthetic triangular and avalanche signals characterized by their own  $t_m$  and impulse values. The transition between the quasi-static and dynamic responses was obtained for a 1% difference in area, i.e., for values of  $t_m$  around 0.7–1 s and impulses around 190–200  $\text{kPa} \cdot \text{s}$ .

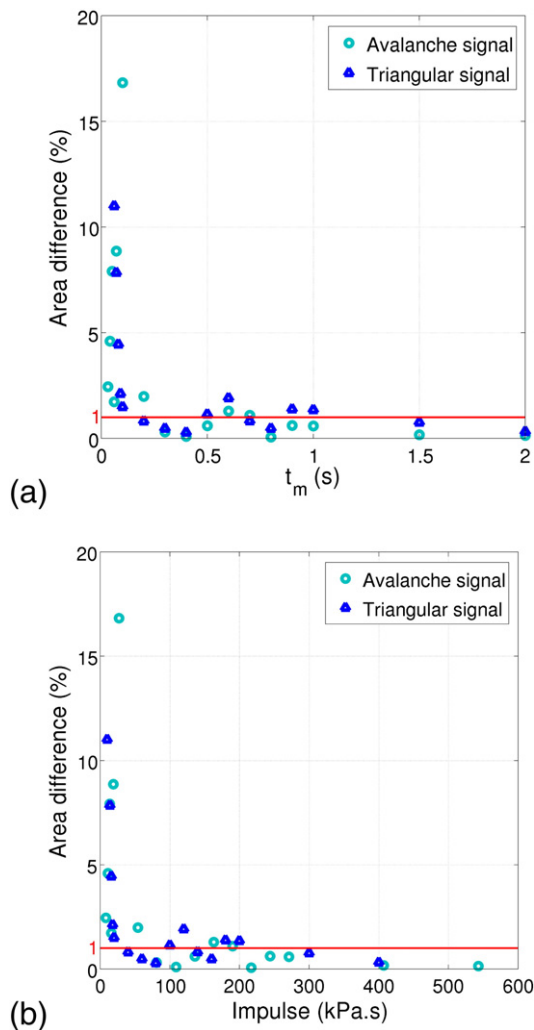


Fig. 24. Area difference of displacement-time curves according to (a) time and (b) the impulse for avalanche and triangular signals of  $P_{\max} = 200 \text{ kPa}$ .

In addition, reaction-displacement curves (Fig. 25) clearly show whether or not the structural response is quasi-static. In the case of a quasi-static response, both curves obtained with either a pushover loading or an avalanche loading are almost the same ( $t_m = 5 \text{ s}$ ).

#### 4.3. Pressure-impulse diagram

Finally, another way to distinguish the three types of the structural response is to use pressure-impulse diagrams. They describe the pressure leading to the same damage of the structure for different loading cases described by the impulse. An example of such a diagram is presented in Fig. 26a for the Taconnaz full-scale wall. The corresponding damage is a 2-cm displacement at the top of the structure and the loading is the synthetic triangular signal. The three types of responses are clearly highlighted and compared to pressure-impulse values of measured avalanche signals presented in Fig. 26b. Here, two events are taken into account to position them for their possibly quasi-static, dynamic or impulsive influence. First, the avalanche signals observed on the Lautaret full-scale avalanche test site (Thibert et al., 2013), in path no. 2 on February 9th, 2009, are reported. Rise time, maximum pressure and impulse equal 4.25 s, 162  $\text{kPa}$  and 570  $\text{kPa} \cdot \text{s}$  at sensor c situated at a 1.25-meter height above ground, and 0.65 s, 194  $\text{kPa}$  and 470  $\text{kPa} \cdot \text{s}$  at sensor d situated at a 1.50-meter height. Secondly, the avalanche signals measured in Vallée de la Sionne on December 4th, 2008 (Baroudi et al., 2011), are used. They were recorded at two sensors located respectively at a height of 1.5 and 2.5 m. Oppositely to the pressure signal measured at Lautaret on a 1-square-meter wall set in path no. 1, these two signals were recorded by small load cells of around  $100 \text{ cm}^2$  of surface area. In that case, rise time, maximum pressure and impulse equal 0.8 s, 264  $\text{kPa}$  and 1176  $\text{kPa} \cdot \text{s}$  and 2 s, 341  $\text{kPa}$  and 919  $\text{kPa} \cdot \text{s}$ , respectively.

#### 4.4. Discussion

As shown by Paris (2010) in the field of RC structures subjected to blast loadings, three types of structural response exist: quasi-static, dynamic and impulsive. For a loading signal with a maximum pressure of 200  $\text{kPa}$ , the transition between the quasi-static and the dynamic behaviors of the structure studied could be observed for an impulse around 160–200  $\text{kPa} \cdot \text{s}$  and the transition between dynamic and impulse behaviors for an impulse of 10–20  $\text{kPa} \cdot \text{s}$ . In the case of in-field dense-snow avalanche loadings, it seems to be necessary to know the magnitude of impulses that can be expected. For both dense-snow avalanche pressure signals plotted in blue in Fig. 26b and with blue points in Fig. 26a, and also for both signals

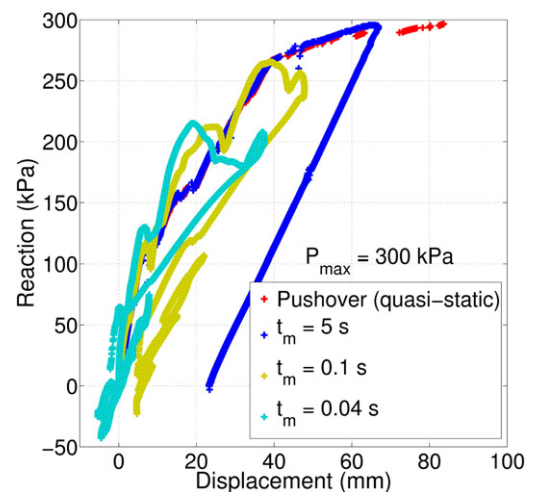
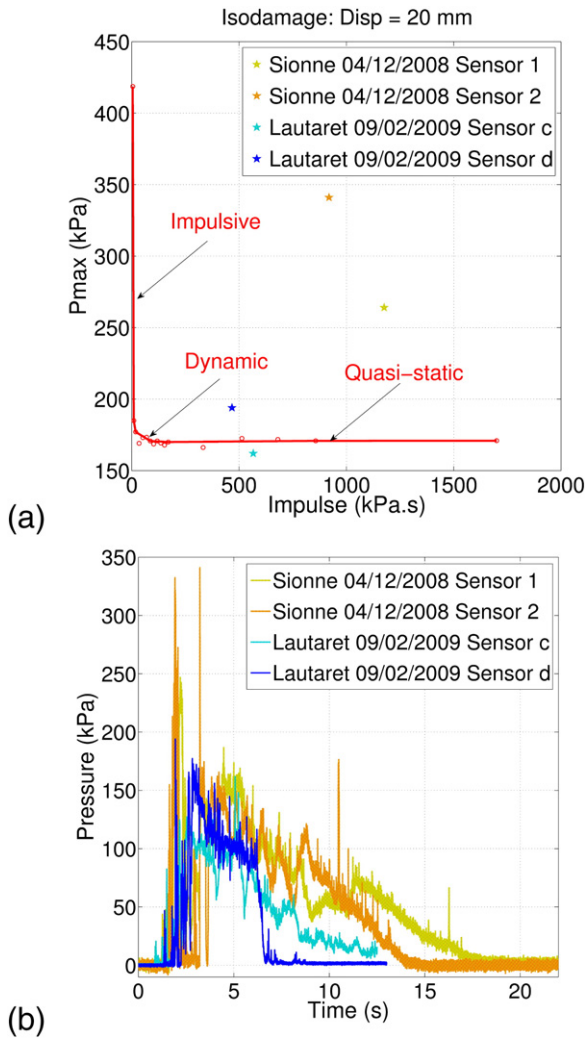


Fig. 25. Three types of structural responses to the avalanche signal with  $P_{\max} = 300 \text{ kPa}$  for several loading rates.





**Fig. 26.** (a) Pressure-impulse diagram obtained for a displacement at the top of the structure equal to 20 mm, with a synthetic triangular loading signal, compared to pressure-impulse values of actual avalanche signals and (b) pressure time plot of the avalanches used to calculate actual impulse values.

plotted in yellow, the impulses are well above 200 kPa·s, which seems to demonstrate that the response of the structure might be quasi-static.

Nevertheless, in order to support this first approach, an additional study should be conducted to better account for the vertical profile of pressure which is generally observed in dense-snow avalanches. This would allow deriving an impulse value which accounts for the spatial distribution of the pressure on the structure.

## 5. Conclusion

A 2D FE model was proposed and calibrated under quasi-static conditions with experimental data to study the behavior of a protective structure subjected to a dense-snow avalanche and to assess its physical vulnerability.

The FE model accounts for the same reinforcement ratio as in the experimental model and takes into account the non linear behaviors of concrete and steel. An experimental pushover test carried out on a 1/6-scale physical model allowed calibration of the model.

Four concrete constitutive laws were tested: two elasto-plastic constitutive laws and two damage models. Because the loading is applied by force increments, the convergence of the algorithm is not always

guaranteed. Indeed, only the Mazars damage model and the CEA model converged to the structural failure point. Moreover, while the failure mode is better described by the Mazars model, the evaluation of the ultimate pressure and displacement at failure is better represented by the CEA model.

Then, the loading signal impulse was studied to determine the contribution of the inertial effects to the structural response. The first simulations on the full-scale structure subjected to avalanche loadings seem to show that the response is quasi-static. An additional study examining different dense-snow avalanche signals will be necessary to detail the actual impulses of such natural hazards and to confirm this preliminary conclusion. An additional improvement would also benefit from accounting for the spatial distribution of the pressure on the structure.

In the future, a reliability study of the full-scale defense structure under dense avalanche loading will be conducted and more specifically the assessment of its failure probability for many maximum pressures. The CEA model will be preferred to the Mazars model, because the CPU time is lower and failure is obtained for the same experimental pressure. Fragility curves will describe the evolution of the structural failure probability according to the maximum pressure applied. This will make it possible to determine the residual risk downstream of such protective devices.

## Nomenclature

$\alpha, \beta$	Rayleigh coefficients
$\Delta p$	loading step
$\epsilon_{d0}$	damage threshold of concrete
$\epsilon_{uc}^c$	ultimate compressive strain of concrete
$\epsilon_{ut}^c$	ultimate tensile strain of concrete
$\epsilon_u^s$	ultimate strain of steel
$\gamma_0$	kinematic hardening modulus of concrete
$\nu^c$	Poisson's ratio of concrete
$\nu^s$	Poisson's ratio of steel
$\rho^c$	density of concrete
$\rho^s$	density of steel
$a_0$	nonlinear hardening modulus of concrete
$A_c$	material parameter of concrete describing the final assumption of the post-peak stress-strain curve in compression in the Mazars constitutive law
$A_t$	material parameter of concrete describing the final assumption of the post-peak stress-strain curve in tension in the Mazars constitutive law
$A_{Dir}$	brittleness of concrete in tension
$A_{Ind}$	brittleness of concrete in compression
$B_c$	material parameter of concrete describing the initial assumption of the post-peak stress-strain curve in compression in the Mazars constitutive law
$B_t$	material parameter of concrete describing the initial assumption of the post-peak stress-strain curve in tension in the Mazars constitutive law
$Beta$	correction factor for shear in the Mazars concrete constitutive law
$Betr$	reduction coefficient of shear modulus in the CEA concrete constitutive law
$C$	damping matrix
$D$	scalar damage variable of concrete
$DAM1$	damage in direction 1 in the CEA concrete constitutive law
$E_h^s$	hardening modulus of steel
$E_y$	Young's modulus of soil
$E_y^c$	Young's modulus of concrete
$E_y^s$	Young's modulus of steel
$f_{cc}^c$	biaxial compressive strength of concrete
$f_c^c$	compressive strength of concrete
$f_{tr}^c$	residual tensile strength of concrete
$f_t^c$	tensile strength of concrete

$f_u^s$	ultimate tensile strength of steel
$f_y^s$	yield strength of steel
$F_{tc}$	transfer factor of shear in the INSA concrete constitutive law
$I_f^c$	tensile brittleness index of concrete in the Mazars constitutive law
$JFIS$	cracking state indicator in the INSA concrete constitutive law
$k_n$	normal stiffness of joint
$k_s$	shear stiffness of joint
$M$	mass matrix
$P_{max}$	maximum pressure reached during loading
$t_l$	loading time
$t_m$	rise time needed to reach the maximum pressure during loading
$t_{str}$	characteristic time of the structural response
$u$	displacement of the structure

## Acknowledgments

The authors are grateful to the MOPERA project funded by the French National Research Agency (ANR-09-RISK-007-01) ([www.avalanches.fr/mopera-projet/](http://www.avalanches.fr/mopera-projet/)) for supporting this work. They thank also P. Gauer and both anonymous referees for their constructive comments that helped to improve the paper.

## References

- Adélaïde, L., Richard, B., Ragueneau, F., Cremona, C., 2012. A simplified numerical approach of global behaviour of RC beams degraded by corrosion. *Eur. J. Environ. Civ. Eng.* 16, 414–439.
- Ancey, C., 1996. Guide neige et avalanches: connaissances, pratiques, sécurité. *Edisud*.
- Baroudi, D., Thibert, E., 2009. An instrumented structure to measure avalanche impact pressure: error analysis from Monte Carlo simulations. *Cold Reg. Sci. Technol.* 59, 242–250.
- Baroudi, D., Sovilla, B., Thibert, E., 2011. Effects of flow regime and sensor geometry on snow avalanche impact-pressure measurements. *J. Glaciol.* 57, 277–288.
- Bazant, Z.P., Oh, B.H., 1983. Crack band theory for fracture of concrete. *Mater. Struct.* 93 (16), 155–177.
- Berthet-Rambaud, P., 2004. Structures rigides soumises aux avalanches et chutes de blocs: modélisation du comportement mécanique et caractérisation de l'interaction "phénomène-ouvrage". Ph.D. thesis. Université Grenoble 1 — Joseph Fourier.
- Berthet-Rambaud, P., Limam, A., Roenelle, P., Rapin, F., Tacnet, J.M., 2007. Avalanche action on rigid structures: back-analysis of Taconnaz deflective wall's collapse in February 1999. *Cold Reg. Sci. Technol.* 47, 16–31.
- Berthet-Rambaud, P., Limam, A., Baroudi, D., Thibert, E., Taillandier, J.M., 2008. Characterization of avalanche loading on impacted structures: a new approach based on inverse analysis. *J. Glaciol.* 54, 324–332.
- Bertrand, D., Naaïm, M., Brun, M., 2010. Physical vulnerability of reinforced concrete buildings impacted by snow avalanches. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 10, 1531–1545.
- Bonnevie, C., Berthet-Rambaud, P., Nicot, F., 2003. Evaluation de la vulnérabilité associée aux bâtiments en maçonnerie soumis à l'action d'une avalanche. *Rev. Fr. Génie Civ.* 7, 1349–1378.
- Brun, M., 2002. Contribution à l'étude des effets endommageants des séismes proches et lointains sur des voiles en béton armé: Approche simplifiée couplant la dégradation des caractéristiques dynamiques avec un indicateur de dommage. Ph.D. thesis. Institut National des Sciences Appliquées, Lyon.
- Brun, M., Reynouard, J.M., Jezequel, L., 2003. A simple shear wall model taking into account stiffness degradation. *Eng. Struct.* 25, 1–9.
- Bui, T., Limam, A., Bertrand, D., Ferrier, E., 2009. Comportement des voiles en maçonnerie soumis à des chargements hors plan: Approche expérimentale et numérique par la méthode des éléments distincts. 27èmes Rencontres universitaires de l'Association Universitaire de Génie Civil, Saint-Malo.
- CEN, 2005. Eurocode 2: Design of Concrete Structures — Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. BSI.
- Daudon, D., Baroth, J., Szczurowska, P., Ying, M., Perrotin, P., 2009. Finite element models and sensibility analysis of the vulnerability of an avalanche protection gallery. *International Snow Science Workshop*, Davos.
- Daudon, D., Baroth, J., Y., M., Perrotin, P., Mommessin, M., 2013. Sensitivity of a reinforced concrete protective gallery under a snow avalanche loading. *Struct. Saf.* 441, 47–56.
- De Borst, R., Gutiérrez, M., 1999. A unified framework for concrete damage and fracture models including size effects. *Int. J. Fract.* 95, 261–277.
- Favier, P., Bertrand, D., Eckert, N., Naaïm, M., 2014. A reliability assessment of physical vulnerability of reinforced concrete walls loaded by snow avalanches. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 14, 689–704.
- Givry, M., Perfetini, P., 2006. Construire en montagne: la prise en compte du risque d'avalanche. Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable ([www.marc-givry-architecte.org](http://www.marc-givry-architecte.org)).
- Ile, N., Reynouard, J.M., 2000. Nonlinear analysis of reinforced concrete shear wall under earthquake loading. *J. Earthq. Eng.* 4, 183–213.
- Ile, N., Reynouard, J.M., 2005. Behaviour of U-shaped walls subjected to uniaxial and biaxial cyclic lateral loading. *J. Earthq. Eng.* 9, 67–94.
- La Borderie, C., 1991. Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable: Modélisation et application à l'analyse des structures en béton. Ph.D. thesis. Université Paris VI, Paris, France.
- Leprêtre, C., Millard, A., Combescure, A., Jamet, P., 1988. Calcul à la ruine des structures en béton armé — Mise au point d'un modèle béton en contraintes planes. *Rapport DENT 88/330*. Commissariat à l'Energie Atomique, Saclay.
- Mazars, J., 1986. A description of micro- and macroscale damage of concrete structures. *Eng. Fract. Mech.* 25, 729–737.
- Merabet, O., 1990. Modélisation des structures planes en béton armé sous chargements monotone et cyclique. Ph.D. thesis. Institut National des Sciences Appliquées, Lyon.
- Millard, A., 1993. CASTEM 2000, Manuel d'utilisation, Rapport n° CEA-LAMBS93/007, [www-cast3m.cea.fr](http://www-cast3m.cea.fr), Saclay. *Rapport CEA-LAMBS 93/007*. Commissariat à l'Energie Atomique, Saclay ([www.cast3m.cea.fr](http://www.cast3m.cea.fr)).
- Mirza, S., MacGregor, J., 1979. Variability of mechanical properties of reinforcing bars. *J. Struct. Div.* 105, 921–937.
- Naaïm, M., Faug, T., Naaïm, F., Eckert, N., 2010. Return period calculation and passive structure design at the Taconnaz path, France. *Ann. Glaciol.* 51 (54), 89–97.
- Nahas, G., 1986. Calcul à la ruine des structures en béton armé. Ph.D. thesis. Université des Sciences Appliquées, Paris VI.
- Paris, L., 2010. Comportement des structures soumises à une explosion. *Techniques de l'ingénieur SE5064*, pp. 1–26.
- Pecker, A., 2010. Dynamique des structures et des ouvrages. *Ecole des Ponts ParisTech*.
- Richard, B., 2010a. Comportement des éléments de structures en béton armé dégradés par corrosion — La problématique de l'interface acier/béton en présence de corrosion. Ph.D. thesis. Université Paris Est.
- Richard, B., 2010b. Isotropic continuum damage mechanics for concrete under cyclic loading: Stiffness recovery, inelastic strains and frictional sliding. *Eng. Fract. Mech.* 77, 1203–1223.
- Salm, B., Burkard, A., Gubler, H., 1990. Berechnung von Fließlawinen: eine Anleitung für Praktiker mit Beispielen. Technical Report n°47. Eidgenössisches Institut für Schnee und Lawinenforschung, Davos.
- Thibert, E., Baroudi, D., Limam, A., Berthet-Rambaud, P., 2008. Avalanche impact pressure on an instrumented structure. *Cold Reg. Sci. Technol.* 54, 206–215.
- Thibert, E., Bellot, H., Ravanat, X., Ousset, F., Pulfer, G., Naaïm, M., Naaïm-Bouvet, F., Nishimura, K., Ito, Y., Baroudi, D., Prokop, A., Schön, P., Soruco, A., Vincent, C., Limam, A., Pesaresi, D., 2013. The full-scale avalanche test site, Lautaret, France. *International Snow Science Workshop*, Grenoble — Chamonix Mont-Blancpp. 1358–1365.